



Universidade de Aveiro Departamento de Engenharia Civil
2012

**Izidro Luiz Dias Alves Muros em solo reforçado com geossintéticos –
análise experimental**



**Izidro Luiz Dias Alves Muros em solo reforçado com geossintéticos –
análise experimental**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizado sob a orientação da Professora Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes, Professora Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

Apoio da FCT, projeto de investigação
PTDC/ECM/100975/2008, e do
COMPETE, projeto de investigação
FCOMP-01-0124-FEDER-009750



O júri

Presidente

Professor Doutor Carlos Daniel Borges Coelho
Professor auxiliar, Universidade de Aveiro

Professora Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes
Professora auxiliar, Universidade de Aveiro

Doutora Luciana Paiva das Neves
Assistente convidada, Departamento de Engenharia Civil – Faculdade de
Engenharia da Universidade do Porto

O meu total reconhecimento, gratidão e agradecimento a todas as pessoas que de alguma forma contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho e que constituíram o meu suporte ao longo do curso, especialmente:

A minha orientadora, Professora Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes, por toda a paciência, disponibilidade e apoio prestados. Pela prontidão com que sempre se apresentou na resolução de qualquer problema não só durante a realização deste trabalho como por todo o decorrer do curso, fazendo-o da forma inteligente e carismática que sempre me habitou.

Ao Professor Doutor Humberto Varum, pela disponibilidade e prontidão no fornecimento de alguns materiais necessários para a realização deste trabalho e pelas palavras de apoio e opiniões fornecidas durante a realização do mesmo.

Ao Professor Doutor Carlos Coelho, pelo aconselhamento e explicações fornecidas em diversos momentos, mostrando sempre uma disponibilidade muito grande e simpatia que lhe é característica.

Ao Professor Doutor Agostinho Benta pelas explicações e esclarecimentos fornecidos em diversas fases da realização desta dissertação.

Aos Engenheiros David Carlos e Ana Rosete por toda a ajuda e total disponibilidade para me auxiliar em diversas etapas deste trabalho.

Ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro por todas as condições que disponibilizou a mim e a todos os meus colegas. Um agradecimento especial a equipa técnica presente no Laboratório do Departamento por toda a ajuda que me foi dada: Eng^a Maria Carlos, Vítor Rodrigues, João, Bruno Lobo e Fábio Garcia.

A todos os meus amigos que me ajudaram no decorrer deste trabalho, mas especialmente por todos os momentos de felicidade que me proporcionaram durante os últimos 5 anos, tempos que nunca serão esquecidos, em especial ao Alexandre Peralta, André Lourenço, David Lourenço, Filipe Soares, Heitor Gil, Hélder Sancho, Luís Cunha, Marco Filipe, Mariya Doycheva, Nuno Melo, Rosena Doycheva e Rui Martins.

Um agradecimento muito especial à Alexandra Andrade por ser um dos principais suportes emocionais ao longo de vários anos, por todo o carinho e apoio nos momentos mais difíceis.

Agradeço aos meus familiares presentes e os que de momento se encontram distantes, porém com a certeza de que nem a barreira de um oceano faz diminuir o sentimento de carinho e amor existentes.

Por fim agradeço do fundo do meu coração aos meus pais e ao meu irmão pela constante batalha travada todos os dias para tornar possível este momento, pelos ensinamentos transmitidos, pela educação que me foi dada. A vós dedico este trabalho.

Agradecimentos

Palavras-chave

Geossintéticos, Muros em solo reforçados com geossintéticos, Solos finos, Muros da Ria de Aveiro, Análise experimental.

Resumo

Uma das principais atividades desenvolvidas na Ria de Aveiro ao longo da sua história foi a produção de sal. O abandono da atividade resultou na redução das intervenções de manutenção dos muros que servem de proteção às marinhas, provocando em muitos casos a ruínas destas estruturas.

Para que esta atividade volte a integrar o panorama turístico e económico da cidade de Aveiro é necessário estudar soluções estruturais para os muros das marinhas, capazes de resistir ao ambiente agressivo existente na Ria de Aveiro.

A solução estudada neste trabalho para a construção destas estruturas é composta por muros em solo reforçados com geossintéticos.

Neste trabalho foram estudados modelos de camadas dos muros das marinhas em escala reduzida, no canal hidráulico da Universidade de Aveiro. Esses muros são constituídos por camadas de solo compactado, reforçado com três soluções distintas de reforço com geossintéticos. O comportamento hidráulico destas soluções foi avaliado, nomeadamente em termos de permeabilidade.

Foram ainda realizados ensaios de galgamento e de erosão lateral que pretendiam simular as ações exercidas pelo contato da água nos muros das marinhas durante as variações de maré e em situações de cheias extremas.

Paralelamente aos ensaios no canal hidráulico, foram realizados alguns ensaios de preparação para a obtenção de alguns parâmetros essenciais para a construção dos modelos, tais como ensaios de caracterização do solo utilizado, definição do equipamento utilizado na compactação. Os resultados obtidos para os diversos ensaios realizados com os diferentes materiais de reforço utilizados foram analisados e comparados.

Concluiu-se que as soluções que obtiveram o melhor comportamento global foram as soluções em que o reforço utilizado oferecia uma barreira física à passagem do solo, protegendo a camada reforçada contra as ações erosivas existentes na Ria de Aveiro, além de serem as soluções que forneceram coeficiente de permeabilidade mínimo.

Foram ainda apontados alguns possíveis desenvolvimentos futuros no âmbito dos estudos sobre os muros das marinhas da Ria de Aveiro.

Keywords

Geosynthetics, Soil walls reinforced with geosynthetics, fine soils, Walls of Ria de Aveiro, Experimental analysis.

Abstract

One of the main activities developed in the Ria de Aveiro throughout its history has been the production of salt. The abandonment of such activity resulted in a reduction of maintenance work on the walls that serve as protection for the saltpans, leading in many cases to the ruin of these structures.

For this activity to re-integrate the economic and tourist panorama of Aveiro city it is necessary to study structural solutions for the walls of the saltpans, capable to resist the aggressive environment existing in the Aveiro lagoon.

The solution studied for the construction of these structures is using soil walls reinforced with geosynthetics.

In this work reduced-scale models of the walls of saltpans were studied, using the flume of University of Aveiro. Such models included compacted soil layers, complemented with three different solutions for the geosynthetics reinforcement. The hydraulic behavior of the models was assessed, namely in terms of their permeability.

Overtopping tests and lateral erosion tests were also carried out, that tried to simulate the actions induced by the contact of water during tidal variations and in situations of extreme flood events.

Parallel to the tests at the flume some preparation tests were performed to obtain essential parameters for building models as soil characterization tests, definition of the equipment used for compression. The results obtained for the tests with different reinforcing materials used are analyzed and compared.

It was concluded that the best overall performance corresponded to the solutions in which the reinforcement provided a physical barrier to the passage of soil, protecting the reinforced layer against the erosive action existing in the Aveiro lagoon. Such solutions also provided the lowest permeability coefficient. Some possible future developments of such studies on the walls of saltpans of the Aveiro lagoon were also pointed out.

Índice

| | |
|-------------------------|----|
| Índice..... | i |
| Índice de Figuras..... | v |
| Índice de Tabelas | ix |
| Lista de Símbolos..... | xi |

| | |
|---|----|
| 1. Introdução..... | 1 |
| 1.1. Enquadramento..... | 1 |
| 1.2. Motivação | 1 |
| 1.3. Objetivos | 2 |
| 1.4. Organização da Tese..... | 3 |
| 2. Muros em solo reforçado com Geossintéticos | 5 |
| 2.1. Solução Tradicional | 5 |
| 2.2. Geossintéticos | 7 |
| 2.2.1. Definição | 7 |
| 2.2.2. Principais geossintéticos | 7 |
| 2.2.3. Aplicações | 9 |
| 2.2.4. Funções | 10 |
| 2.2.5. Formas de degradação..... | 11 |
| 2.3. Conceitos Gerais..... | 12 |
| 2.3.1. Causas de degradação da solução tradicional..... | 12 |
| 2.3.2. Técnicas de reabilitação dos muros | 13 |
| 2.3.3. Caracterização | 14 |
| 2.4. Estudos anteriores..... | 16 |
| 2.5. Solução Proposta | 17 |
| 2.5.1. Definição da solução..... | 17 |
| 2.5.2. Caracterização dos materiais constituintes..... | 18 |
| 2.5.2.1. Solo utilizado no estudo | 18 |
| 2.5.2.2. Geossintéticos utilizados no estudo | 20 |
| 2.5.3. Modelo estrutural..... | 22 |
| 2.5.4. Caracterização do canal hidráulico | 26 |

| | | |
|----------|--|----|
| 3. | Ensaio em modelo | 27 |
| 3.1. | Teoria da semelhança | 27 |
| 3.2. | Técnica de modelação física com centrífugadora | 28 |
| 3.3. | Caso de estudo..... | 28 |
| 3.3.1. | Dimensão dos modelos ensaiados | 28 |
| 3.3.2. | Relações de escala | 30 |
| 4. | Campanha experimental | 33 |
| 4.1. | Introdução | 33 |
| 4.2. | Ensaio preparatório..... | 33 |
| 4.2.1. | Compactação | 33 |
| 4.2.1.1. | Protótipo do cilindro pé de carneiro..... | 34 |
| 4.2.1.2. | Pilão de compactação | 36 |
| 4.2.1.3. | Ensaio Proctor..... | 38 |
| 4.2.1.4. | Determinação do teor em água do solo | 40 |
| 4.2.1.5. | Determinação do grau de compactação..... | 42 |
| 4.2.2. | Quantificação do caudal e velocidade de escoamento | 44 |
| 4.2.3. | Escoramento dos modelos | 47 |
| 4.2.4. | Permeâmetro..... | 49 |
| 4.3. | Ensaio no canal hidráulico..... | 50 |
| 4.3.1. | Ensaio de Permeabilidade | 51 |
| 4.3.1.1. | Objetivos | 51 |
| 4.3.1.2. | Procedimento | 51 |
| 4.3.1.3. | Observações efetuadas | 56 |
| 4.3.1.4. | Resultados obtidos | 63 |
| 4.3.2. | Ensaio de Galgamento | 65 |
| 4.3.2.1. | Objetivos | 65 |
| 4.3.2.2. | Procedimento | 66 |
| 4.3.2.3. | Observações efetuadas | 69 |
| 4.3.2.4. | Resultados obtidos | 76 |
| 4.3.3. | Ensaio de erosão lateral e frontal | 77 |
| 4.3.3.1. | Objetivos | 77 |
| 4.3.3.2. | Procedimentos..... | 78 |
| 4.3.3.3. | Observações efetuadas | 82 |
| 4.3.3.4. | Resultados obtidos | 90 |

| | |
|---|-----|
| 5. Disposições finais..... | 93 |
| 5.1. Conclusões | 93 |
| 5.2. Desenvolvimentos futuros | 96 |
| Referências Bibliográficas | 99 |
| Anexo A: Ensaios Laboratoriais | 103 |
| A.1. Ficha do ensaio Proctor | 103 |
| A.2. Controle do teor em água do solo antes de cada ensaio | 103 |
| A.3. Realização da camada de compactação experimental e determinação do grau de compactação | 105 |
| A.4. Determinação da velocidade de escoamento para o ensaio de erosão lateral e frontal | 106 |

Índice de Figuras

| | |
|--|----|
| Figura 1. Ilustração representativa das dimensões e do processo tradicional de construção dos muros em torrão Pereira e Coelho (2010). | 6 |
| Figura 2. Representação esquemática das principais aplicações de um geossintético (NP EN ISO 10318): a) Reservatórios e barragens; b) Depósitos de resíduos líquidos; c) Depósitos de resíduos sólidos; d) Canais; e) Obras rodoviárias; f) Obras ferroviárias; g) Fundações e estruturas de suporte; h) Sistemas de controlo de erosão; i) Túneis e estruturas subterrâneas; j) Sistemas de drenagem, “adaptado de Pinho-Lopes (2011)”. | 10 |
| Figura 3. Representação esquemática das principais funções que um geossintético pode desempenhar (EN ISO 10318:2005): a) Drenagem; b) Filtragem; c) Proteção; d) Reforço; e) Separação; f) Controlo de erosão superficial; g) Barreira de fluidos, (Pinho-Lopes, 2004). | 11 |
| Figura 4. Diferentes tipos de reforço dos muros criados pelos salineiros: a) Muro reforçado com entulho; b) Muro reforçado com estacas de madeira; c) Muro reforçado com placas de betão; d) Muro reforçado com pneus (Coelho <i>et al.</i> , 2008). | 14 |
| Figura 5. Estrutura tipo de muros em solo reforçados com geossintéticos (Coelho <i>et al.</i> , 2008). | 15 |
| Figura 6. Distribuição granulométrica de amostras de solo de uma marinha da Ria de Aveiro (Carlos <i>et al.</i> , 2012). | 19 |
| Figura 7. Perfil do Muro em estudo (Carlos, 2011b). | 23 |
| Figura 8. Canal hidráulico da Universidade de Aveiro. | 26 |
| Figura 9. Disposição das camadas de silicone aplicadas no canal: a) Paredes laterais; b) Paredes laterais e fundo do canal. | 29 |
| Figura 10. Peças desenhadas do protótipo do cilindro pé de carneiro: a) Vista em perspectiva com cotagem incluída; b) Vista superior; c) Vista lateral; d) Vista em perspectiva sem cotagem incluída. | 36 |
| Figura 11. Compactação: a) Primeira linha de uma dada sequência de compactação; b) Segunda linha de uma dada sequência de compactação. | 37 |
| Figura 12. Exemplos de equipamentos de compactação manual: a) Compactador pneumático, (Comatix, 2012); b) Pilão de compactação manual. | 37 |
| Figura 13. Ensaio Proctor: a) Compactador automático; b) Acessórios do ensaio de compactação; c) Passagem no peneiro de 4,76 mm; d) Amostras do solo com diferentes | |

| | |
|---|----|
| valores do teor em água; e) Separação da amostra para compactação; f) Amostra de solo compactado..... | 39 |
| Figura 14. Curva de compactação do solo utilizado resultante do ensaio Proctor | 40 |
| Figura 15. Etapas do processo de controlo de humidade: a) Bidão onde o solo era armazenado; b) Arejamento do solo para baixar o teor em água; c) Amostra de solo húmida para controlo; d) Amostra de solo seca. | 42 |
| Figura 16. Realização da camada experimental: a) Solo nivelado com cerca de 10 cm de altura antes de se iniciar a compactação; b) Solo compactado após as diversas sequenciais; c) Exemplo de uma carote extraída..... | 44 |
| Figura 17. Volume definido para a determinação dos caudais de bombagem: a) Fotografia lateral; b) Fotografia superior. | 46 |
| Figura 18. Imagens referentes aos elementos de cofragem utilizados: a) Pormenorização dos apoios e vista geral; b) Vista geral dos elementos de cofragem; c) Pormenor do escoramento na base; d) Pormenor das cunhas existentes nas escoras; e) Vista geral da cofragem dos muros sujeitos aos ensaios de erosão lateral e frontal; f) Pormenorização do apoio da cofragem dos ensaios erosivos. | 48 |
| Figura 19. Elementos constituintes do permeâmetro: a) Quadro regulador da pressão de entrada da água; b) Fotografia do cilindro tubular onde o solo introduzido é atravessado pela água. | 50 |
| Figura 20. Processo de desagregação do solo: a) Ilustração do solo desagregado; b) Selagem dos recipientes onde se encontra armazenado o solo para desta forma manter o seu teor em água. | 53 |
| Figura 21. Aplicação e fixação dos geossintéticos: a) Exemplo de aplicação do Geocompósito (GCR); b) Exemplo de aplicação da solução mista (GGR+GTX). | 53 |
| Figura 22. Preenchimento das camadas reforçadas: a) Compactação da primeira camada de 10 cm de espessura; b) Resultado final da ultima camada com 10 cm de espessura, totalizando a espessura real da camada igual a 30 cm. | 54 |
| Figura 23. Exemplo de dobragem do geossintético após construção da camada. | 54 |
| Figura 24. Exemplo da colocação do geossintético para a camada reforçada superior. | 54 |
| Figura 25. Ilustrações referentes a dois exemplos dos modelos dos muros totalmente construídos e com o carregamento aplicado: a) Solução com Geocompósito (GCR); b) Solução mista (GGR+GTX). | 55 |
| Figura 26. Início da subida do nível da água em uma das faces do muro, exemplo da Solução com Geogrelha (GGR). | 55 |

| | |
|---|----|
| Figura 27. Realce da configuração assumida pela água durante a infiltração do muro, exemplo da solução mista (GGR+GTX). | 55 |
| Figura 28. Imagens ilustrativas da saída da água na face oposta do muro: a) Solução com Geogrelha (GGR); b) Muro constituído só por solo. | 56 |
| Figura 29. Fotografia de um modelo ao final do ensaio após a retirada da água, exemplo de um muro realizado somente por solo. | 56 |
| Figura 30. Preenchimento da camada reforçada no modelo construído para o galgamento. | 67 |
| Figura 31. Modelos construídos para os ensaios de galgamento: a) Solução GCR; b) Solução GGR+GTX. | 68 |
| Figura 32. Galgamento: a) Vista lateral; b) Vista superior. | 68 |
| Figura 33. Resultado obtido após conclusão do ensaio de galgamento, exemplo de um muro construído só em solo. | 68 |
| Figura 34. Ensaio de galgamento - Pormenor da turbulência originada pela queda de água a jusante do muro. | 69 |
| Figura 35. Ensaio de galgamento - Erosão diferencial da camada de sobreposição. | 76 |
| Figura 36. Elemento de cofragem para o ensaio de erosão lateral e frontal: a) Vista geral da estrutura; b) Pormenorização das condições de apoio. | 80 |
| Figura 37. Exemplificação da aplicação dos geossintéticos: a) Solução reforçada com geocompósito (GCR); b) Solução mista (GRR+GTX). | 80 |
| Figura 38. Fotografia do instante em que é concluída a terceira camada compactada. | 80 |
| Figura 39. Modelos construídos para os ensaios de erosão lateral e frontal: a) Solução GCR; b) Solução GGR+GTX. | 81 |
| Figura 40. Erosão lateral e frontal: a) Exemplo de uma solução em GGR; b) Exemplo da construção realizada somente com solo. | 81 |
| Figura 41. Resultado obtido após conclusão do ensaio de erosão lateral e frontal, exemplo de um muro construído só em solo. | 81 |
| Figura 42. Ensaio de erosão lateral e frontal - Deformação lateral resultante da erosão da camada de fundação. | 82 |
| Figura 43. Ensaio de erosão lateral e frontal - Pormenorização da ação erosiva sofrida pela camada de fundação da solução GCR: a) Momentos antes de colapsar; b) Resultado final após colapso e remoção do muro. | 83 |
| Figura 44. Ensaio de erosão lateral e frontal - Exemplificação do desgaste sofrido pela solução GGR no momento da primeira paragem do escoamento: a) Imagem do modelo; b) Pormenorização da erosão intensa na face frontal. | 85 |

| | |
|--|----|
| Figura 45. Ensaio de erosão lateral e frontal - Desgaste existente na fundação, exemplificação da camada com espessura reduzida..... | 87 |
| Figura 46. Ensaio de erosão lateral e frontal - Pormenorização da erosão localizada junto a esquina da face frontal. | 89 |

Índice de Tabelas

| | |
|--|----|
| Tabela 1. Estruturas típicas dos diferentes tipos de geossintéticos “adaptado de Pinho-Lopes (2011)” | 8 |
| Tabela 2. Propriedades de amostras de solo de uma marinha da Ria de Aveiro obtidas em vários programas de ensaios laboratoriais, “adaptado de Carlos <i>et al.</i> (2012)” | 20 |
| Tabela 3. Quadro resumo das propriedades dos geossintéticos utilizados..... | 22 |
| Tabela 4. Características dos solos consideradas (Carlos, 2011b). | 24 |
| Tabela 5. Resultados obtidos no processo de dimensionamento interno utilizando o método de Rogbeck <i>et al.</i> (2003) Combinação 1, (Carlos, 2011b). | 24 |
| Tabela 6. Resultados obtidos no processo de dimensionamento interno utilizando o método de Rogbeck <i>et al.</i> (2003) Combinação 2, (Carlos, 2011b). | 25 |
| Tabela 7. Dimensões dos modelos usados nos vários tipos de ensaios realizados..... | 29 |
| Tabela 8. Fatores de escala associados aos modelos construídos para os diferentes ensaios. . | 31 |
| Tabela 9. Estimativa de caudais realizada por Ribeiro (2009). | 45 |
| Tabela 10. Valores obtidos experimentalmente, caudais de bombagem e velocidade do escoamento. | 47 |
| Tabela 11. Ensaio de permeabilidade - Quadro resumo das observações efetuadas para a solução GCR..... | 58 |
| Tabela 12. Ensaio de permeabilidade - Quadro resumo das observações efetuadas para a solução GGR..... | 59 |
| Tabela 13. Ensaio de permeabilidade - Quadro resumo das observações efetuadas para a solução GGR+GTX. | 61 |
| Tabela 14. Ensaio de permeabilidade - Quadro resumo das observações efetuadas para o modelo composto somente por solo..... | 62 |
| Tabela 15. Coeficientes de permeabilidade das diversas soluções estudadas. | 63 |
| Tabela 16. Ensaio de galgamento - Quadro resumo das observações efetuadas para a solução GCR. | 70 |
| Tabela 17. Ensaio de galgamento - Quadro resumo das observações efetuadas para a solução GGR. | 72 |
| Tabela 18. Ensaio de galgamento - Quadro resumo das observações efetuadas para a solução GGR+GTX. | 73 |

| | |
|--|----|
| Tabela 19. Ensaio de galgamento - Quadro resumo das observações efetuadas para o modelo composto somente por solo. | 75 |
| Tabela 20. Ensaio de erosão lateral e frontal - Quadro resumo das observações efetuadas para a solução GCR. | 83 |
| Tabela 21. Ensaio de erosão lateral e frontal - Quadro resumo das observações efetuadas para a solução GGR. | 85 |
| Tabela 22. Ensaio de erosão lateral e frontal - Quadro resumo das observações efetuadas para a solução GGR+GTX. | 87 |
| Tabela 23. Ensaio de erosão lateral e frontal - Quadro resumo das observações efetuadas para a estrutura construída somente com solo. | 89 |

Lista de Símbolos

| | |
|------------------------------|---|
| a_v | Coeficiente de compressibilidade |
| b | Largura do muro (distância entre as duas faces) |
| b_{canal} | Largura do canal hidráulico |
| c' | Coesão do solo em termos de tensões efetivas |
| C_c | Índice de compressibilidade |
| C_r | Índice de recompressibilidade |
| c_u | Resistência não drenada |
| c_v | Coeficiente de consolidação vertical |
| d | Distância percorrida pela água |
| e | Altura/espessura da camada reforçada |
| e_v | Espaçamento vertical entre reforços |
| ε | Extensão para a resistência à tração dos geossintéticos |
| $F_{5\%}$ | Força para uma extensão igual a 5% |
| $F_{\text{ult}} \text{ DF}$ | Resistência à tração do geossintético na direção de fabrico |
| $F_{\text{ult}} \text{ DPF}$ | Resistência à tração do geossintético na direção perpendicular à de fabrico |
| ϕ' | Ângulo de atrito em tensões efetivas |
| g | Aceleração da gravidade |
| GC | Grau de compactação do solo |
| GCR | Designação da solução de reforço em que o geossintético utilizado é um geocompósito |
| GGR | Designação da solução de reforço em que o geossintético utilizado é uma geogrelha |
| $GGR+GTX$ | Designação da solução de reforço em que os geossintéticos utilizados são uma combinação de uma geogrelha com um geotêxtil |
| γ | Peso volúmico do solo |
| γ_d | Peso volúmico seco |
| $\gamma_{d, \text{campo}}$ | Peso volúmico obtido na camada de teste |
| $\gamma_{d\text{máx}}$ | Peso volúmico seco máximo |
| h | Altura da lâmina da água no escoamento |
| h' | Altura do solo após compactação |
| h_0 | Altura inicial do solo antes da compactação |

| | |
|-------------|--|
| i | Inclinação do canal hidráulico |
| I_p | Índice de plasticidade |
| k | Coefficiente de permeabilidade |
| L | Comprimento do muro (largura do canal hidráulico) |
| L_R | Comprimento de amarração dos reforços |
| L^{10} | Exemplo de um muro com comprimento de 10 m |
| L^{esc} | Exemplo de um muro em que é imposta a condição de que seja mantido o mesmo fator de escala obtido para a largura do muro |
| λ | Fator de escala ou relação de escala |
| m_v | Coefficiente de compressibilidade volumétrica |
| N | Número de sequências de pancadas aplicadas |
| P | Sobrecarga aplicada aos modelos |
| PB | Posição de funcionamento da bomba |
| Q | Caudal instantâneo |
| $Q_{méd}$ | Caudal médio |
| ρ | Densidade da água |
| S | Área da secção do escoamento |
| t | Tempo necessário para preencher com água um dado volume |
| $t_{méd}$ | Tempo médio necessário para preencher com água um dado volume |
| U | Velocidade do escoamento |
| $U_{méd}$ | Velocidade média do escoamento |
| V | Volume |
| w | Teor em água ou teor de humidade |
| W | Peso do solo húmido |
| w_L | Limite de liquidez |
| $w_{ótimo}$ | Teor de humidade ótimo |
| w_P | Limite de Plasticidade |
| W_s | Peso do solo seco |
| W_w | Peso da água |

1. INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento

A Ria de Aveiro proporciona desde a sua formação um vasto conjunto de atividades agrícolas, comerciais, industriais e turísticas. Devidas as modificações de ordem económico-sociais, ambientais e culturais muitas dessas atividades perderam a sua importância e algumas acabaram mesmo por ser extintas. Uma das atividades mais afetadas foi a produção de sal das marinhas da Ria de Aveiro.

A salinicultura é uma das mais antigas atividades em Portugal, existindo registos datados do século X, mas vestígios encontrados remontam a exploração do sal a períodos anteriores ao domínio romano. A geografia de Portugal e as boas condições atmosféricas fizeram do sal português um produto bastante solicitado (Coelho *et al.*, 2008).

Uma marinha de sal corresponde a um conjunto de reservatórios feitos de terra que se destinam a receber a água do mar, através de rios, esteiros ou sapais que com ele comunicam, onde evapora a água, retendo o sal que nela vem dissolvido (Coelho *et al.*, 2008).

Os reservatórios que constituem as marinhas são delimitados por muros preenchidos com solo fino, solo este encontrado em abundância no local. No passado os muros eram construídos de forma artesanal, porém, com o abandono da atividade, maiores amplitudes de marés, ondulação provocada por embarcações, dentre outros fatores, os muros foram sujeitos a elevada degradação.

Atualmente não é economicamente viável a contínua reparação dos muros que a solução tradicional requer, portanto, a implementação de soluções tecnologicamente avançadas, torna-se uma possibilidade atrativa de manter uma atividade característica da região, com um baixo custo e sem a necessidade de uma manutenção exaustiva. Além disso, o surgimento de projetos de intervenção e estudo do ambiente da Ria, a constituição da Associação de Produtores e Marnotos da Ria de Aveiro e também os estudos realizados pelos alunos da Universidade de Aveiro, impulsionaram o surgimento de novas oportunidades para reabilitar e requalificar as marinhas.

1.2. Motivação

Enquanto aluno da Universidade de Aveiro e consequentemente habitante da cidade, a importância da Ria de Aveiro no seu reconhecimento e desenvolvimento é evidente. Como tal, de forma a preservar o património, impulsionar o turismo da região, zelar pelo seu bom

funcionamento e proporcionar o seu crescimento, é de todo o interesse que a atividade de produção artesanal de sal se mantenha.

Para que tal aconteça, o desenvolvimento de novas soluções para o dimensionamento e construção dos muros das marinhas de sal é um fator muito importante, pois a contínua degradação das soluções existentes é uma das principais causas para o abandono da atividade.

Outro fator motivador é o facto de este ser um estudo pioneiro, integrado na sequência de estudos realizados neste âmbito pela Universidade de Aveiro, assim como poder fazer parte no processo de estudo e descoberta de uma solução ideal, que possa vir a reestruturar as marinhas da Ria de Aveiro, solução que poderá vir a ser adotada em outras regiões com características semelhantes.

1.3.Objetivos

De acordo com Annon (2007a), citado por Clancy e Naughton (2008), a cada ano são depositados como detritos da construção grandes volumes de solos finos, pois há pouca utilização para estes. Uma estimativa feita em 2001 refere que 38% dos detritos de Construção e Demolição produzidos na União Europeia seriam solos finos escavados e por sua vez não utilizados.

O reforço de solos com geossintéticos apresenta diversas vantagens económicas, construtivas e ambientais. A combinação destes elementos com a utilização de solos finos aumenta a sustentabilidade das soluções, porém nesses casos, para além da função de reforço, o geossintético pode desempenhar outras funções tais como: a filtragem evitando a passagem de partículas finas e/ou a drenagem aquando do processo de consolidação.

Assim, neste trabalho procurou-se avaliar em laboratório aspetos relativos ao comportamento de solos finos reforçados com geossintéticos, a utilizar na construção e/ou reabilitação dos muros das marinhas de sal da Ria de Aveiro. Para tal foram construídos modelos de camadas de muro (englobando um solo fino local e reforços em geossintético) no canal de hidráulica do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro. Neste trabalho procurou-se então avaliar laboratorialmente o efeito da presença de água, dos seus efeitos erosivos e da percolação da mesma através do muro de suporte no desempenho do reforço.

1.4. Organização da Tese

Esta dissertação é composta por cinco capítulos principais, no Capítulo 2 é feita uma breve apresentação sobre as técnicas tradicionais de construção: dimensões, geometria estrutural e materiais constituintes. Ao analisar as soluções inovadoras que se pretendem implementar é importante perceber a forma como estas estruturas tem vindo a ser realizadas até ao momento, interpretando o seu comportamento para assim determinar as principais falhas e corrigi-las da melhor maneira. Apresenta-se ainda um pequeno resumo sobre os geossintéticos, são exemplificados os principais geossintéticos existentes no mercado acompanhados das suas respetivas definições, âmbitos de aplicação, formas de degradação e principais funções exercidas.

É feita ainda neste capítulo uma abordagem aos muros em solo reforçados com geossintéticos, inicialmente são apresentadas as principais formas de degradação das soluções tradicionais e as técnicas atualmente utilizadas para a sua remodelação, seguidamente são introduzidas a definição e a caracterização das soluções reforçadas. Estando definida a solução reforçada, são apresentados os estudos anteriores relativos a este assunto. Por fim é apresentada detalhadamente a solução proposta, juntamente com os seus materiais constituintes e o modelo estrutural adotado, seguidos de uma pequena descrição do ambiente onde foram realizados os ensaios laboratoriais.

No Capítulo 3 é feita uma breve abordagem ao conceito de ensaios em modelo e as implicações que estes ensaios constituem. Inicialmente é feita uma descrição sobre a teoria das semelhanças, seguida de uma introdução ao conceito da técnica de modelação com centrífugadora, técnica esta que não foi possível realizar neste trabalho mas muito realizada em modelos para estruturas realizadas em solos, sendo por fim feito um resumo da aplicação dos fatores de escala existentes no estudo juntamente com a quantificação de alguns dos seus valores.

O capítulo 4 é o fulcro desta dissertação, sendo apresentados neste ponto toda a campanha experimental efetuada. Este capítulo é subdividido em duas partes, sendo a primeira parte correspondente aos ensaios preparatórios concebidos com o objetivo de obter ferramentas e parâmetros necessários para os ensaios laboratoriais que compõem a segunda parte deste capítulo. Nesta segunda parte, são apresentados os três tipos de ensaios realizados juntamente com as respetivas descrições, procedimentos, observações e resultados obtidos.

Relativamente ao Capítulo 5 são debatidas as conclusões gerais retiradas desta dissertação, apresentando-se os desenvolvimentos futuros que poderão completar e aperfeiçoar o trabalho já desenvolvido.

2. MUROS EM SOLO REFORÇADO COM GEOSINTÉTICOS

2.1. Solução Tradicional

Tradicionalmente, os muros das marinhas da Ria de Aveiro são constituídos por duas paredes paralelas de “torrão” que delimitam as marinhas e simultaneamente impedem a inundação durante as marés. O torrão é um paralelepípedo de terra argilosa endurecida com uma face de cerca de 20 centímetros por 20 centímetros e com profundidade igual ao tamanho da lâmina de uma enxada, usada para retirar o torrão do chão das marinhas de junco, local onde são produzidos. A qualidade do torrão (argila com grande implantação de flora ambiental) origina uma aglutinação muito forte e uma completa integração no ambiente do meio local. A caixa constituída pelas paredes do muro é preenchida com lamas, que conferem estabilidade ao muro de defesa, assim como a necessária impermeabilidade para o bom funcionamento das marinhas de sal (Castro (1945), citado por Pereira e Coelho (2010)).

As paredes dos muros eram paralelas e com um talude conveniente. Entre as paredes era definido um intervalo de 3,0 m a 3,5 m (geralmente a largura na base dos muros), que se enchia de lama. Para que estas duas linhas de torrão não resvasassem depois pelo solo escorregadio da praia, era costume colocá-los de maneira a que a superfície coberta de vegetação assentasse diretamente no chão do sapal. Levantadas duas ou três fiadas, enchia-se imediatamente o vão compreendido entre elas com lamas de baldeação provenientes do interior da marinha. Os salineiros cortavam a lama em paralelepípedos alongados, postas, com baldes (pequenas pás compridas e estreitas), e depois atiravam-na com esta forma e com os próprios baldes, para dentro da caixa dos muros (Castro (1945), citado por Coelho *et al.* (2008)).

De acordo com Coelho *et al.* (2008) à medida que as fiadas iam subindo, o muro ia estreitando. Tendo na base 3,5 m de largura, o muro ficava apenas com 2,5 m a uma altura de 1,2 m sendo a diferença absorvida pelos taludes. Chegado a uma cota não atingida por cheias, o muro era encimado por um capelo de lama.

Esta maneira de construir oferecia bastante resistência ao embate das águas, porque o torrão enfenava, isto é, as plantas que trazia da praia lançavam raízes à lama dos muros, tornando-se estes, por tal modo, muito mais sólidos. Ainda assim, os muros mais expostos aos ventos dominantes eram guarnecidos de pedra solta, frequentemente grés vermelho, ou de uma sebadá, de fachina entrelaçada em estacas de pinheiro (Coelho *et al.*, 2008).

A Figura 1 ilustra o método de construção faseado dos muros, juntamente com as dimensões que tradicionalmente possuem.

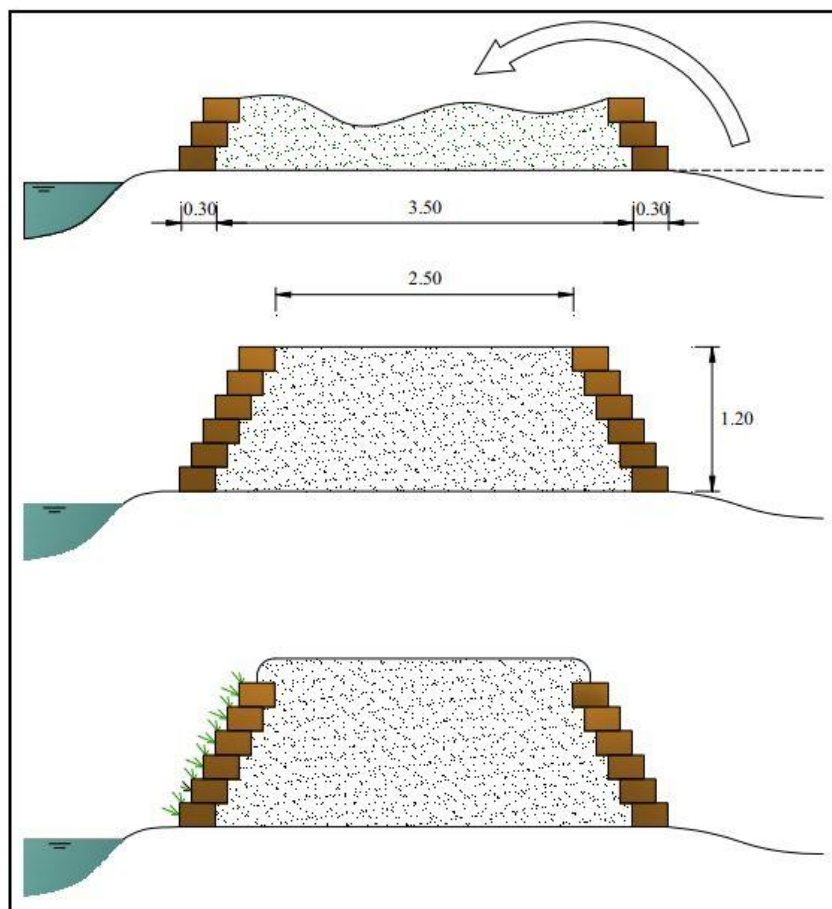


Figura 1. Ilustração representativa das dimensões e do processo tradicional de construção dos muros em torrão Pereira e Coelho (2010).

Contudo, segundo a descrição da revista Museu Tecnológico, conforme é citado por Pereira (2007): “Apesar de todas as precauções, raros são os anos em que os muros não sofrem muito com os vendavais de Inverno. As pedras resvalam, as sebedas desfazem-se, o torrão desmorona-se, a lama dilui-se, a ponto de muitas vezes se abrirem na defesa grandes bocas, chamadasambeias. Todos estes estragos são anualmente reparados antes de principiarem os trabalhos de amanhã, isto é, entre Fevereiro e Abril.”

2.2. Geossintéticos

2.2.1. Definição

Por definição, de acordo com a Sociedade Internacional de Geossintéticos (IGS), um geossintético é um material polimérico, natural ou sintético, usado em contato com materiais naturais, como solo ou rocha, ou qualquer outro material geotécnico utilizado em aplicações de engenharia civil, (Pinho-Lopes e Lopes, 2010).

De acordo com Ladeira (1995), no início da aplicação dos geossintéticos no setor construtivo muitas das técnicas que empregavam estes materiais não possuíam ainda um suporte experimental e teórico suficiente, sendo o seu dimensionamento feito muitas vezes com recurso a técnicas empíricas ou semiempíricas. Hoje em dia essa lacuna tem vindo a diminuir cada vez mais e os geossintéticos são uma aposta forte de mercado.

A aplicação de geossintéticos em obras de engenharia civil tem vindo a aumentar continuamente, bem como a variedade das suas aplicações. As razões para o crescimento da aplicação de geossintéticos são inúmeras, salientando-se as seguintes Pinho-Lopes e Lopes (2010): trata-se de materiais de fácil e rápida instalação; podem evitar a utilização de materiais naturais com baixa ocorrência; evitam o recurso a estruturas de dimensionamento complicado; permitem a utilização de solos que tradicionalmente não seriam considerados adequados, quer como materiais de aterro, quer como materiais de fundação de estruturas diversas; e têm vindo a ser introduzidos no mercado a preços relativamente baixos. Em suma, de um modo geral, são materiais com custos menores e mais versáteis quando comparados com as metodologias e materiais tradicionais. Salienta-se ainda, além do que já foi referido, que estes materiais permitem um maior controlo do impacte ambiental.

2.2.2. Principais geossintéticos

No mercado existe uma diversidade grande de geossintéticos, com propriedades distintas e que realizam assim diferentes funções, alguns exemplos desses materiais, estão referenciados em IGS-Portugal (2011), e são:

- Geogrelhas - estrutura plana, polimérica, constituída por uma grelha aberta e regular de elementos resistentes à tração, ligados entre si por extrusão, colagem ou entrelaçamento, cujas aberturas têm dimensões superiores às da superfície sólida da grelha formada pelos elementos constituintes;

- Geotêxteis - material têxtil plano, permeável, polimérico (sintético ou natural) que poderá ser não tecido, tricotado ou tecido, utilizado em contato com o solo e/ou outros materiais em aplicações de engenharia civil e geotécnica;
- Georredes - geossintético que consiste em duas séries de elementos paralelos que se cruzam segundo vários ângulos, formando uma estrutura plana aberta;
- Geomembranas - estrutura de materiais geossintéticos montada em fábrica, na forma de tela, que atua como uma barreira (essencialmente devido aos polímeros), utilizada em contato com o solo e/ou outros materiais em aplicações de engenharia civil e geotécnica;
- Geocompósitos - material constituído por um conjunto de materiais, em que pelo menos um dos seus componentes é um produto geossintético.

Estes produtos sintéticos têm sido cada vez mais utilizados, em detrimento dos produtos baseados em fibras naturais, (algodão, lã, seda, etc.) que são biodegradáveis e não possuem propriedades adequadas a um grande número de aplicações (Pinho-Lopes, 2004).

Na Tabela 1 encontram-se ilustrados os diferentes tipos de geossintéticos existentes no mercado, juntamente com suas respectivas estruturas e formas de ligações.

Tabela 1. Estruturas típicas dos diferentes tipos de geossintéticos “adaptado de Pinho-Lopes (2011)”.


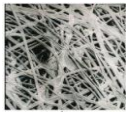



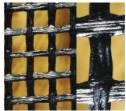





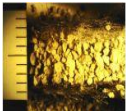


| Geossintético | Tipo | Imagem |
|---------------|---------------------------------|---|
| Geotêxtil | Tecido |  |
| | Não-tecido com ligação térmica |  |
| | Não-tecido com ligação mecânica |  |
| | Tricotado |  |

Tabela 1. Estruturas típicas dos diferentes tipos de geossintéticos “adaptado de Pinho-Lopes (2011)”, (continuação).

| | | |
|--------------|---------------------|---|
| Geogrelha | Extrudida |  |
| | Tecida |  |
| | Termicamente ligada |  |
| | Soldadura à laser |  |
| Georredes | Extrudida |  |
| Geomembranas | Lisa |  |
| | Texturada |  |
| Geocompósito | Barreira argilosa |  |
| | Drenagem |  |
| | Reforço |  |

2.2.3. Aplicações

Após referida a grande variedade de geossintéticos existentes, é de salientar o vasto leque de aplicações onde esses materiais podem ser utilizados. De entre as principais aplicações destacam-se as representadas esquematicamente na Figura 2.

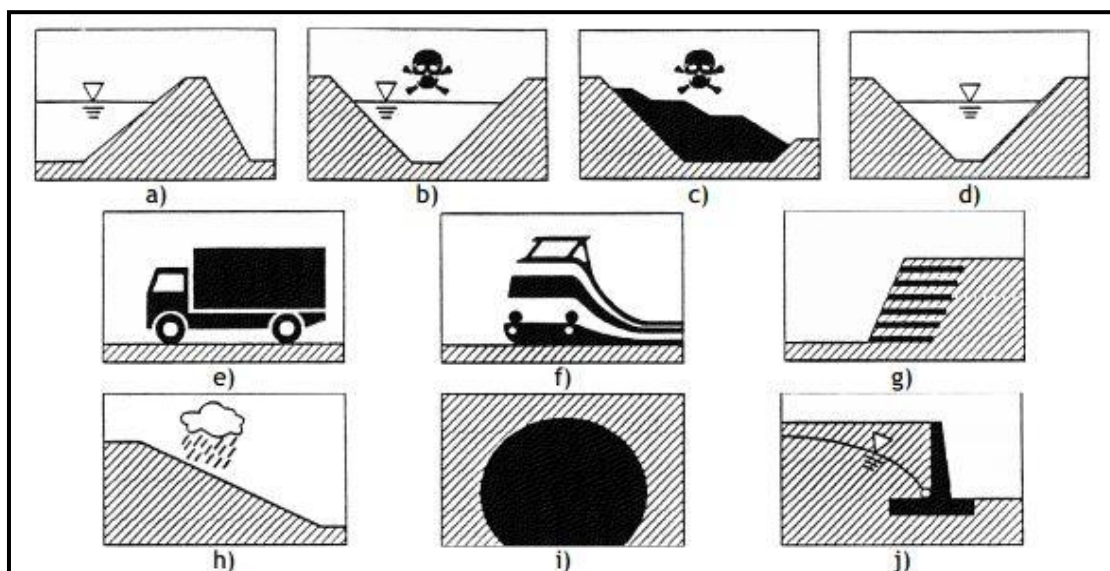


Figura 2. Representação esquemática das principais aplicações de um geossintético (NP EN ISO 10318): a) Reservatórios e barragens; b) Depósitos de resíduos líquidos; c) Depósitos de resíduos sólidos; d) Canais; e) Obras rodoviárias; f) Obras ferroviárias; g) Fundações e estruturas de suporte; h) Sistemas de controlo de erosão; i) Túneis e estruturas subterrâneas; j) Sistemas de drenagem, “adaptado de Pinho-Lopes (2011)”.

2.2.4. Funções

Para que os geossintéticos sejam aplicados com sucesso é essencial identificar claramente as funções que devem exercer numa dada obra. Por função, entende-se uma ação específica que o produto deve desempenhar para que sejam atingidos os objetivos da sua aplicação, a qual resulta da combinação de algumas das suas propriedades. Numa determinada aplicação um geossintético pode desempenhar uma ou várias funções (Ladeira, 1995).

As funções mais importantes de acordo com IGS-Portugal (2009), são as que se apresentam a seguir, e são ilustradas na Figura 3:

- Barreira - utilização do geossintético para limitar a migração de fluidos ou gases;
- Contenção - utilização do geossintético com uma forma geométrica específica, para receber o solo ou outros materiais, evitando a sua perda. O material toma a forma geométrica que o geossintético apresenta;
- Drenagem - utilização do geossintético para recolha e transporte de fluidos;
- Filtragem – utilização do geossintético para a retenção do solo ou de outras partículas sujeitas a forças hidrodinâmicas, permitindo a passagem de fluidos;
- Proteção - utilização do geossintético para evitar ou reduzir danos locais de uma outra superfície ou camada;

- Reforço - utilização da capacidade de resistência à tração do geossintético para melhorar as propriedades mecânicas do solo ou de outros materiais de construção;
- Separação - utilização do geossintético para prevenção da mistura de solos adjacentes dissimilares e/ou outros materiais;
- Controlo de erosão superficial - utilização do geossintético para prevenção ou limitação do movimento do solo ou outras partículas à superfície, por ação da água da chuva e/ou do vento.

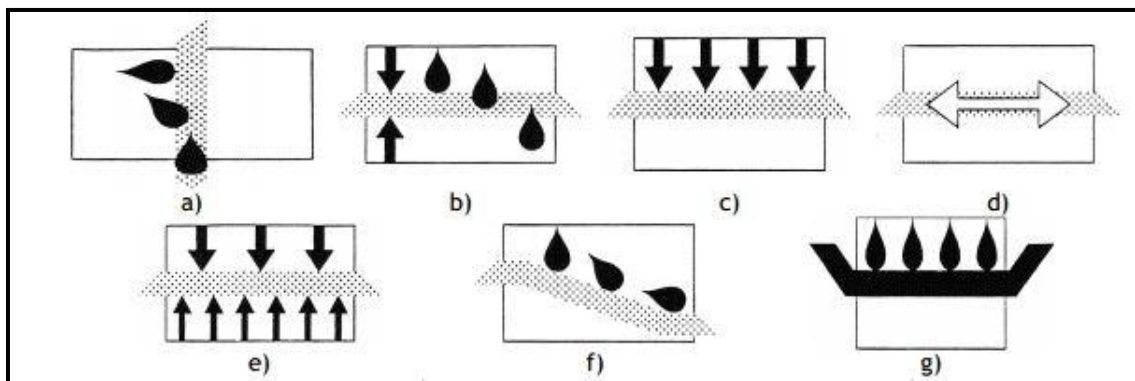


Figura 3. Representação esquemática das principais funções que um geossintético pode desempenhar (EN ISO 10318:2005): a) Drenagem; b) Filtragem; c) Proteção; d) Reforço; e) Separação; f) Controlo de erosão superficial; g) Barreira de fluidos, (Pinho-Lopes, 2004).

Como foi anteriormente referenciado, para cada aplicação um determinado geossintético pode exercer uma ou mais funções. Assim, para que a seleção do geossintético e das suas características deverá ter-se em conta qual ou quais funções que este irá exercer e as principais propriedades que deve possuir, para que possa funcionar ao longo de todo o tempo de vida útil da estrutura em que será incluído (Pinho-Lopes e Lopes, 2010).

2.2.5. Formas de degradação

O segundo aspeto a considerar consiste na aplicação em obra e armazenamento do material que requer cuidados especiais, pois o material pode vir a degradar-se e não desempenhar devidamente as suas funções. As principais formas de degradação são:

- Danificações durante a instalação em obra, tais como abrasão, punçoamento, corte de fibras e diminuição da espessura;
- Cargas a atuar continuamente;
- Temperaturas elevadas;

- Agentes atmosféricos durante o período em que os geossintéticos estejam expostos a esses mesmos agentes;
- Agentes químicos que se encontram presentes nos solos, em contato com os geossintéticos;
- Agentes biológicos tais como micróbios, fungos, raízes e animais roedores.

Outro fator que importa referir, é a falta de informação dos agentes que intervém no processo de aplicação do material. De facto, em Portugal muitos donos de obra, projetistas, construtores e responsáveis pela fiscalização não dispõem, por razões várias, de informações suficientes sobre geossintéticos, não havendo assim um bom controlo de qualidade (Pinho-Lopes, 2004)

2.3. Conceitos Gerais

2.3.1. Causas de degradação da solução tradicional

A degradação dos muros das marinhas é um fenómeno que está a consumir fisicamente o salgado de Aveiro. A construção dos muros, realizada da forma tradicional, deixou de ser eficaz por diversos motivos.

Além dos fatores relacionados com a menor utilização do sal e consequente abandono da atividade, a degradação dos muros é também devida às obras realizadas no porto de Aveiro com consequências ao nível das amplitudes de maré, das velocidades de corrente e da salinidade da água dentro da Laguna (Coelho *et al.*, 2008).

Estes autores ainda referem que a fixação artificial da Barra foi fundamental para a resolução do problema de instabilidade do sistema Lagunar e por outro lado permitiu o crescimento do porto de Aveiro. No entanto, o aprofundamento do canal principal para permitir a entrada de embarcações de grande porte, alterou a hidrodinâmica nos canais da Ria. Os volumes de água a entrar e a sair da Ria em cada ciclo de maré aumentaram significativamente e ao mesmo tempo surgiram dificuldades de manutenção dos muros, devido aos maiores níveis de água relacionados com as maiores amplitudes de maré, maiores velocidades de corrente nos canais originadas pelas correntes de enchente e de vazante e ao avanço da salinidade. Como consequência, verifica-se a destruição dos muros pela parte lateral superior sujeita à ação das marés, associada à falta de flora de proteção, em resultado do aumento da salinidade e até por vezes da poluição.

2.3.2. Técnicas de reabilitação dos muros

Segundo Coelho *et al.* (2008), durante o levantamento do estado de conservação dos muros das marinhas de sal da Ria de Aveiro, foram encontradas diversas patologias que prejudicam o seu desempenho. Encontraram-se também diversas tentativas de recuperação, sendo geralmente soluções que partem do conhecimento empírico dos salineiros e que nem sempre funcionam de forma eficaz. De facto, ao ser necessário intervir rapidamente num muro prestes a arrombar ou já arrombado e com o mínimo de investimento possível, foram criadas pelos salineiros soluções de revestimento para os muros de defesa das marinhas. Identificaram-se soluções com recurso à utilização de estacaria e entabuamento para contenção dos taludes de terra, ao revestimento dos taludes expostos com pedra, resíduos cerâmicos e entulho, à aplicação de pneus, entre outras, como pode ser observado na Figura 4. No entanto, a agressividade do meio e a fuga do solo subjacente são obstáculos ao bom funcionamento destas soluções.

Portanto, visto que as soluções tradicionais se tornaram ineficazes, inexecutáveis (visto que não há junco e quem o trabalhe), exaustivas (pois exigem contínua manutenção) e dispendiosas, a adoção de uma nova técnica com tecnologia mais avançada tem vindo a ganhar mais projeção. Neste âmbito, uma solução conjunta de solo reforçado com geossintéticos, tornou-se alvo de estudos e pode vir a ser o caminho para o futuro dessas estruturas.

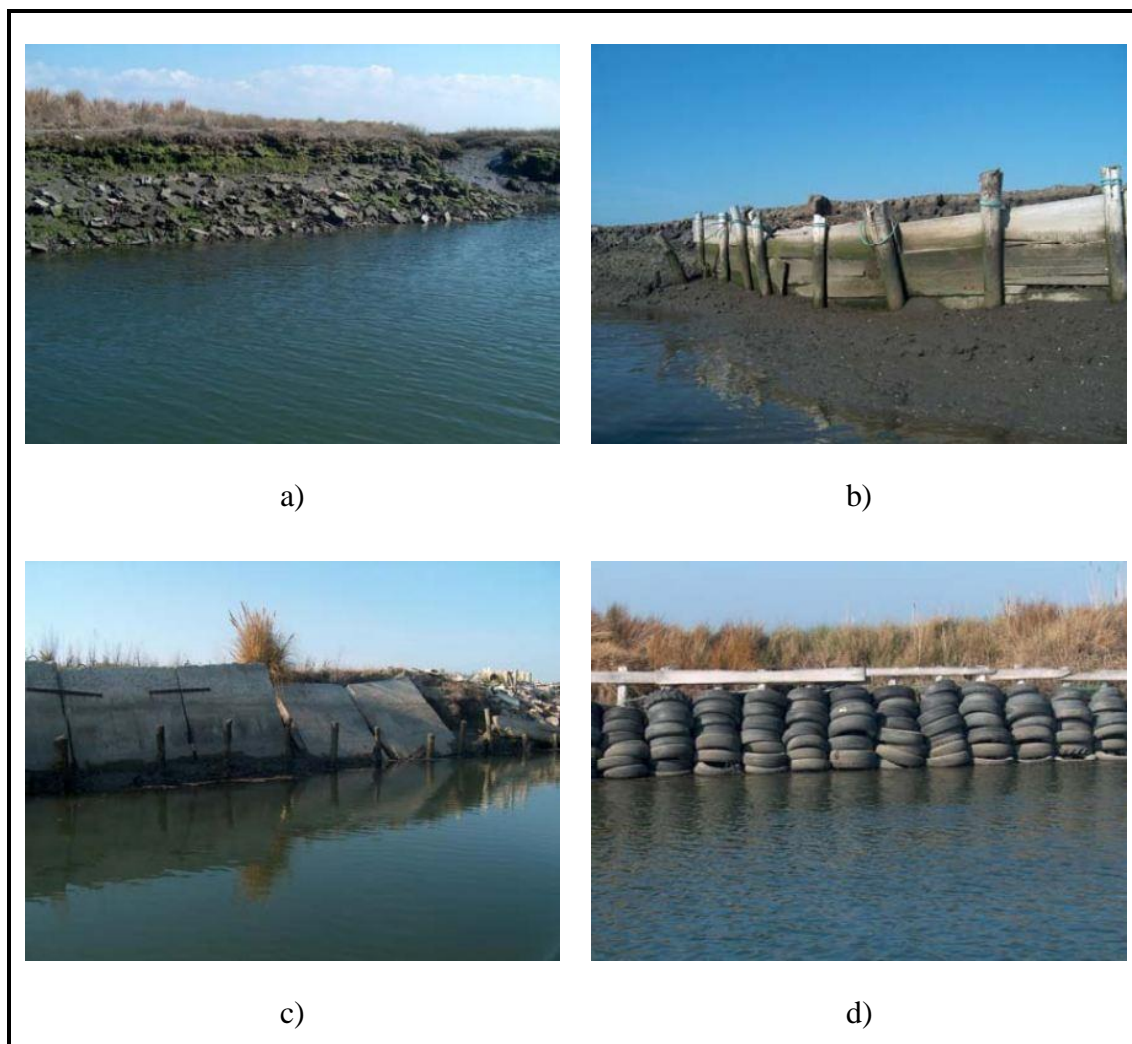


Figura 4. Diferentes tipos de reforço dos muros criados pelos salineiros: a) Muro reforçado com entulho; b) Muro reforçado com estacas de madeira; c) Muro reforçado com placas de betão; d) Muro reforçado com pneus (Coelho *et al.*, 2008).

2.3.3. Caracterização

Os muros de solo reforçados com geossintéticos apresentam uma alternativa às soluções tradicionais de muro de contenção. Esta solução vem desafiar as construções mais tradicionais devido à sua competitividade económica e aos seus menores impactos ambientais. Além disso, a sua introdução tem permitido a construção de muros de contenção em locais onde a capacidade de carga do solo de fundação não é suficiente para paredes rígidas, ou onde haja restrições de espaço impedindo a construção (Escobar, 2010).

Em termos construtivos, a constituição típica de um muro de solo reforçado com geossintéticos assume a forma apresentada na Figura 5, onde os espaçamentos entre os reforços, comprimento de amarração, grau de compactação, etc. São algumas das principais condicionantes do dimensionamento deste tipo de estruturas.

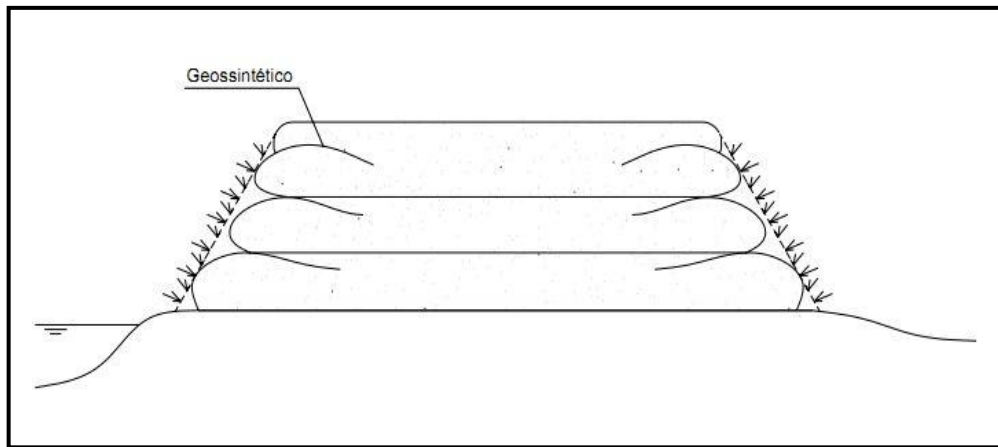


Figura 5. Estrutura tipo de muros em solo reforçados com geossintéticos (Coelho *et al.*, 2008).

Para o dimensionamento desse tipo de estruturas podem ser utilizados diferentes métodos. Carlos (2009) refere que o dimensionamento com base no cálculo deve estar de acordo com as normas EN 1990:2002 e EN 1997-1:2004. O mesmo autor refere ainda que exemplos de métodos de dimensionamento de estruturas de solo reforçadas com geossintéticos são: o Método de Nordic Handbook documentado por Rogbeck *et al.* (2003), o Método de Jewell (1996) e o método BS8006-1:2009, ambos os métodos são aplicáveis a solos granulares.

O caso em estudo inclui o reforço de um solo fino em que o comportamento dominante é o coesivo, portanto os métodos a utilizar devem contemplar este tipo de material. Assim, pode recorrer-se ao método proposto por Naughton (2001), embora seja válido para um produto específico, ou ao método da BS8006-1:2009, entre outros. Mais detalhes sobre o dimensionamento desta solução podem ser encontrados em Carlos e Pinho-Lopes (2011a) e em Carlos e Pinho-Lopes (2011b).

Relativamente a metodologia de dimensionamento, Escobar (2010) descreve uma sequência de três fases:

- Fase 1: A estabilidade interna. Nesta fase, é calculado o espaçamento vertical entre as camadas, bem como o comprimento correto de reforço necessário para atingir a resistência necessária. Os cálculos devem basear-se sobre as especificações técnicas do geossintético utilizado.
- Fase 2: A estabilidade externa. Nesta etapa o projeto deve ser revisto para garantir a estabilidade externa adequada. Esta etapa analisa a estrutura geral usando o princípio do equilíbrio para verificar os fatores de segurança de escorregamento da base, derrubamento, capacidade de carga da fundação e escorregamento global
- Fase 3: As condições externas. Nesta fase o exterior do muro é analisado sob condições de drenagem e sub-drenagem.

2.4. Estudos anteriores

Os muros das Marinhas da Ria de Aveiro tem vindo a ser alvo de estudos nos últimos anos, algumas teses de Mestrado realizadas por alunos do Departamento de Engenharia Civil, da Universidade de Aveiro, tem abordado este assunto, como é o caso dos trabalhos realizados por Carlos (2009) e por Pereira (2010).

O estudo realizado por Carlos (2009) baseou-se nas novas soluções de reforço utilizando geossintéticos, de solos do mesmo tipo dos que constituem os muros de proteção das marinhas da Ria de Aveiro, para permitir que estas soluções possam ser aplicadas na reabilitação ou construção de novos muros de terra, aumentando a sua durabilidade. O autor realizou o dimensionamento da nova solução, tendo em conta o preenchimento do muro com solos granulares e também com o solo fino existente no local; durante o seu estudo ainda analisou a estabilidade de um muro já existente na marinha.

O trabalho realizado por Pereira (2010) teve como objetivo o estudo da solução tradicional e também de uma nova solução de construção. A solução estudada pela autora é inspirada na tradicional, porém fazendo uso de novos materiais, em particular geossacos preenchidos com areia. Pretendia-se que esta solução servisse de alternativa às soluções atualmente utilizadas (pranchas de madeira, entulho, pneus, etc.), que não se adequam às condições paisagísticas, ambientais e funcionais da zona, além de não desempenharem devidamente as funções necessárias. Este trabalho incluiu ainda uma caracterização da solução tradicional, para definir os requisitos mínimos que as novas soluções devem cumprir em sua substituição.

Outros estudos também têm sido realizados, num âmbito mais aplicativo e empresarial como é o caso do projeto INTERREG IIIB – ação 6b, o qual apresenta o estudo do método de construção tradicional dos muros e a identificação das causas dos problemas que se verificam atualmente, visando adaptar e adequar a proposta de novas soluções às condições dos dias de hoje (Coelho *et al.*, 2008).

No passado recente, como já foi referido anteriormente, as estruturas de solos finos com reforço de geossintéticos tem vindo a ser alvo de diversos estudos em todo o mundo. Os avanços tecnológicos feitos no desenvolvimento de técnicas de reforço, materiais e disposições construtivas, para este tipo de solos, mesmo não estando diretamente ligado com o caso das marinhas da Ria de Aveiro, são extremamente importantes para o desenvolvimento de alternativas viáveis, com bom comportamento interno estrutural dos muros da marinha. Neste sentido foram analisados alguns estudos realizados em aterros com solos moles, muros

de solo reforçados com geossintéticos, obras de proteção costeira quando reforçadas com geossintético, etc.

Estudos como os de Escobar (2010) e Spadini *et al.* (2010), são exemplos de construções, que mesmo não tendo as mesmas características ambientais presentes na Ria de Aveiro, ajudam a perceber o funcionamento das estruturas reforçadas. Além disso, trabalhos sobre aterros com solos finos, técnicas de aplicação de geossintéticos, monitorização de deformações, entre outros, como: Magnani *et al.* (2010), Almeida *et al.* (2010), Coutinho e Bello (2010), Jones e Taylor (2000) e Rowe e Taechakumthorn (2010), permitem ter uma perspetiva alargada deste tipo de solução. Todos estes documentos fazem parte de estudos anteriores, que levam a um aumento do conhecimento sobre o assunto, e da capacidade de perceção de detalhes importantes em cada um dos respetivos casos de estudo, para por fim poder realizar a melhor solução para os muros da marinha.

2.5.Solução Proposta

2.5.1. Definição da solução

Coelho *et al.* (2008) consideram como uma possível solução, um muro de terra, reforçado com geossintéticos. Para a construção de um muro de terra com reforço de geossintéticos seria necessário material de preenchimento com ângulo de atrito interno suficiente para que se estabeleça atrito adequado entre esse material e o geossintético de reforço, o que é possível encontrar no local da obra. A hipótese de utilização das areias dragadas pelo Porto de Aveiro melhora a qualidade do material de preenchimento, reduzindo às necessidades de material geossintético. A obra seria de execução mais fácil, já que a aplicação em obra de geossintéticos com função de reforço é simples. Esta solução permite a utilização das terras que já existem no local da obra, evitando-se grandes movimentos de terra que iriam encarecer qualquer intervenção. Contudo, esta alternativa não foi dimensionada e a utilização das areias não é um processo fácil, visto que estas não se encontram junto aos muros das marinhas, sendo o acesso as zonas onde se encontra este material muito restrito, realizado somente com recurso a um barco.

Tendo em conta a proposta referida, e os restantes trabalhos já ponderados e abordados nos últimos anos, a solução que será alvo dos próximos estudos e portanto, a proposta deste documento, é a construção dos muros das marinhas de sal com recurso ao reforço dos solos finos locais por geossintéticos. O geossintético utilizado deverá conter funções de reforço e,

eventualmente drenagem em simultâneo; o material de aterro a usar, intercalando com as camadas horizontais de reforço, será o solo existente no local, proveniente das marinhas e/ou dos canais adjacentes.

Pretendeu-se construir camadas de solo fino (das marinhas da Ria de Aveiro) reforçadas com geossintéticos e avaliar o seu comportamento hidráulico. Para tal recorreu-se ao canal de hidráulica do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro. As estruturas construídas pretenderam contribuir para o conhecimento sobre o comportamento da solução para os muros das marinhas da Ria de Aveiro, de solo fino reforçado com geossintéticos em estudo.

2.5.2. Caracterização dos materiais constituintes

2.5.2.1. Solo utilizado no estudo

Estudos recentes, como o de Carlos *et al.* (2012), indicam propriedades que caracterizam os solos existentes nas marinhas, e que foram obtidas em vários programas de ensaios laboratoriais. Esses autores citam os estudos executados por Bonito (2008) e Carlos (2009).

É ainda referido por Carlos *et al.* (2012) que foi realizado um novo conjunto de ensaios para a caracterização da distribuição granulométrica das partículas do solo e para quantificar o seu peso volúmico, o seu teor em água, os seus limites de Atterberg e os seus parâmetros de consolidação.

Na Figura 6 é apresentada a distribuição granulométrica das duas amostras de solo apresentadas por Carlos *et al.* (2012). Como é possível verificar, este solo é composto por aproximadamente 35 % de areia, 44 % de silte e 21 % de argila. Na Tabela 2 são apresentadas as restantes propriedades obtidas para as mesmas amostras de solo recentemente ensaiadas pelo mesmo autor e as propriedades mais relevantes obtidas nos estudos realizados pelos autores supracitados.

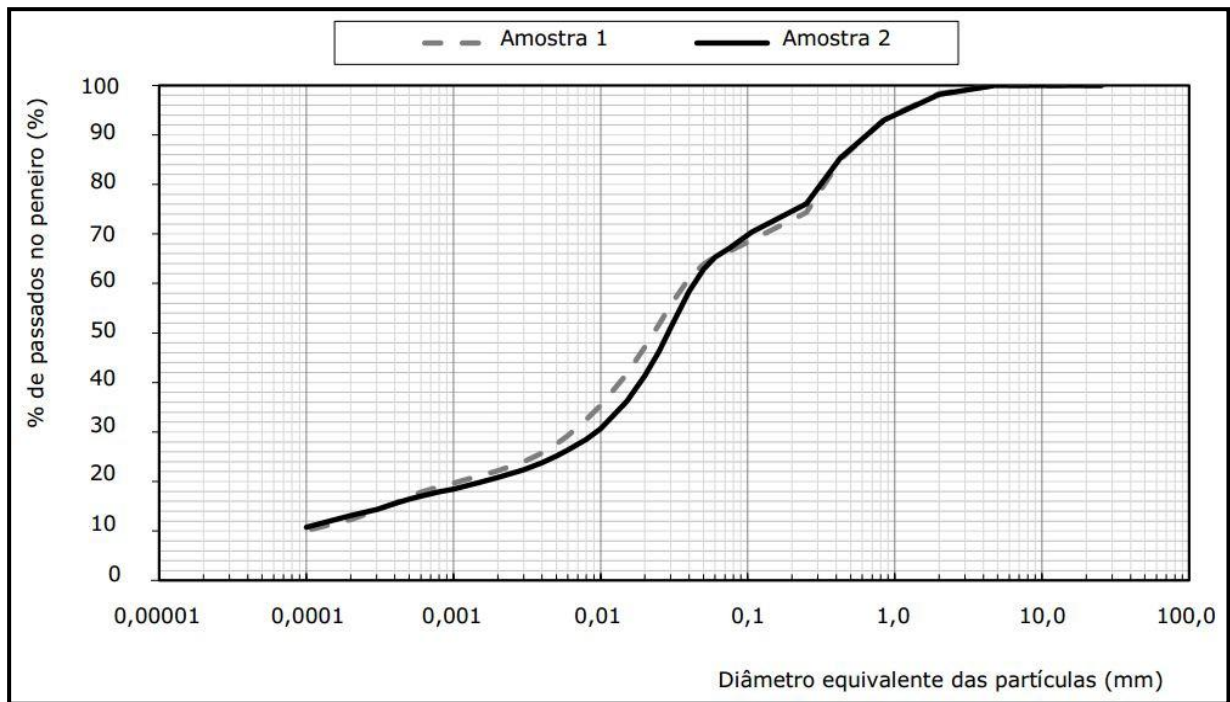


Figura 6. Distribuição granulométrica de amostras de solo de uma marinha da Ria de Aveiro (Carlos *et al.*, 2012).

Carlos *et al.* (2012) apresentam ainda as propriedades desse solo, aqui apresentadas na Tabela 2: γ , peso volúmico; γ_d , peso volúmico seco; w , teor em água; w_L , limite de liquidez; w_P , limite de plasticidade; I_P , índice de plasticidade; C_c , índice de compressibilidade; C_r , índice de recompressibilidade; ϕ' e c' , ângulo de atrito e coesão do solo em termos de tensões efetivas; c_u , resistência não drenada; a_v , coeficiente de compressibilidade; m_v , coeficiente de compressibilidade volumétrica; c_v , coeficiente de consolidação vertical. Na Tabela 2 é ainda incluída a classificação das amostras de solo ensaiadas de acordo com as classificações de solos das normas ASTM D2487-11 e AASHTO M145.

Tabela 2. Propriedades de amostras de solo de uma marinha da Ria de Aveiro obtidas em vários programas de ensaios laboratoriais, “adaptado de Carlos *et al.* (2012)”.

| Parâmetro | Bonito (2008) | Carlos (2009) | Carlos <i>et al.</i> (2012) | |
|---|------------------------------|---------------|--------------------------------|-----------------------|
| | | | Amostra 1 | Amostra 2 |
| γ (kN/m ³) | 16 | 17 | 18,3 | 17,7 |
| γ_d (kN/m ³) | - | 13,8 | 15 | 13,8 |
| w (%) | - | 23 | 22 | 28 |
| w _L (%) | - | 35 | 35 | 36 |
| w _P (%) | - | 22 | 25 | 27 |
| I _P (%) | - | 13 | 10,4 | 9,4 |
| C _c | - | 0,17 | 0,34 | 0,33 |
| C _r | - | 0,02 | 0,06 | 0,06 |
| $a_v \times 10^{-4}$ (kPa ⁻¹) | - | 0,06 – 14 | 0,05 – 23 | 0,07 – 48 |
| $m_v \times 10^{-4}$ (kPa ⁻¹) | 4,13 | 0,5 – 8 | 0,03 – 13 | 0,05 – 28 |
| $c_v \times 10^{-8}$ (m ² /s) | 5,2 | 2,6 – 13,2 | 4,74 – 10,5 | 5,8 – 17,8 |
| ϕ' (°) | 34 | - | - | - |
| c' (kPa) | 7 - 27 | - | - | - |
| c_u' (kPa) | 15 - 25 | - | - | - |
| Classificação do solo | Unificada (ASTM D2487-11) | - | CL – ML – Argila siltosa | ML – Silte arenoso |
| | AASHTO M 145 | - | A-6 | A-4 |

2.5.2.2. Geossintéticos utilizados no estudo

Para a solução a analisar neste trabalho, a impermeabilização do muro será feita com o próprio solo de preenchimento, desta forma, o geossintético aplicado não precisa ter característica impermeabilizante. Por outro lado, o facto de se tratar de um solo fino, faz com que o processo de consolidação do mesmo tenha que ser levado em consideração. Deste modo a função de drenagem do geossintético, caso exista, pode ser essencial para a drenagem de água do interior do muro, acelerando o processo de consolidação associado a construção do mesmo.

Outro fator importante, referido por Coelho *et al.* (2008), para as características do geossintético a aplicar é, representar a função antigamente conferida pelo torrão, resistindo de

forma eficaz às maiores solicitações atuais e mitigando impactos ambientais negativos. Neste tipo de solução, é fundamental garantir o bom funcionamento de alguns aspetos, nomeadamente a resistência à ação dos roedores e ter em atenção a impermeabilidade da fundação do muro, já que corresponde a uma zona geralmente mais vulnerável.

Para o estudo realizado neste trabalho, foram utilizadas três soluções distintas de reforço compostas tanto por um único geossintético, quanto pela combinação de dois geossintéticos diferentes. As soluções foram designadas mediante o(s) geossintético(s) utilizados em cada uma:

- Solução 1: GGR – geogrelha tecida composta por fibras de poliéster de alta resistência, tricotada em uma orientação plana e coberto com uma camada de revestimento polimérico;
- Solução 2: GCR – geocompósito de reforço composto por fibras de poliéster de alta resistência anexadas a filamentos de apoio constituídos por geotextil não-tecido;
- Solução 3: GGR+GTX – Associação de dois geossintéticos sendo eles a geogrelha tecida constituinte da solução 1 (GGR) e um geotêxtil (GTX) composto por filamentos contínuo de polipropileno ligados termicamente entre si.

Na Tabela 3 apresenta-se um quadro resumo com as propriedades nominais dos geossintéticos referidos, retiradas das fichas técnicas correspondentes.

Os parâmetros apresentados na Tabela 3 são: $F_{ult DF}$, a resistência à tração do material na direção de fabrico; $F_{ult DPF}$, a resistência à tração do material na direção perpendicular à de fabrico; $F_{5\%}$, a força para uma extensão igual a 5%; ϵ , extensão para a resistência à tração do material. Na tabela indicam-se ainda as normas utilizadas para avaliar as propriedades referidas.

Tabela 3. Quadro resumo das propriedades dos geossintéticos utilizados.

| Propriedade | Geossintético | | | |
|--|---------------|-----------|-------------------------------|----------------------|
| | Norma | GGR | GCR | GTX |
| Tipo de Polímero | - | Poliéster | Poliéster | Polipropileno |
| Funções possíveis | - | Reforço | Reforço, drenagem e proteção. | Separação e proteção |
| F_{ult} DF (kN/m) | EN ISO 10319 | 55 | 55 | 13.1 |
| F_{ult} DPF (kN/m) | EN ISO 10319 | 55 | 50 | - |
| $F_{5\%}$ (kN/m) | EN ISO 10319 | 17 | 22 | 5.7 |
| ε (%) | EN ISO 10319 | 10 | 10 | 52 |
| Permeabilidade normal ao plano (mm/s) | EN ISO 11058 | - | 55 | 35 |
| Dimensão das aberturas O_{90} (μm) | EN ISO 12956 | - | 95 | 80 |
| Transmissividade no plano ($10^{-7}\text{m}^2/\text{s}$) | EN ISO 12958 | - | 20 | - |

Nota: DF, direção de fabrico; DPF, direção perpendicular à de fabrico.

2.5.3. Modelo estrutural

Relativamente a geometria da solução, (Carlos, 2009) analisou uma estrutura limite das existentes nas marinhas de sal da Ria de Aveiro. A solução em causa tinha altura de 6,0 m, largura no topo de 3,5 m e taludes laterais com inclinação de 70° em relação à horizontal. Este autor fez o dimensionamento interno do muro referido recorrendo a 4 geossintéticos diferentes, usando solo granular ou o solo fino local como material de aterro. A estabilidade externa foi analisada, para os diferentes mecanismos de rotura relevantes em ambos os casos. Carlos (2009) concluiu que os resultados obtidos no processo de dimensionamento realizado para o perfil transversal genérico de grandes dimensões, mostram que não é possível garantir a estabilidade externa desta estrutura na fase de construção (tensões totais), com exceção da verificação ao derrubamento e à capacidade de carga. Relativamente às tensões efetivas, não verifica o escorregamento global.

No entanto, salienta-se que esta geometria raramente é encontrada nas marinhas de sal da Ria de Aveiro.

Mais recentemente Carlos (2011b) realizou o dimensionamento de uma estrutura com menores dimensões, mais realista e representativa da generalidade dos muros em causa, em

que todas as verificações de segurança foram satisfeitas. O perfil da estrutura é o mostrado na Figura 7 e o solo considerado para o dimensionamento tem as mesmas propriedades do solo fino referido por Carlos e Pinho-Lopes (2011a). Para os reforços foram analisados 6 geossintéticos diferentes: duas geogrelhas extrudidas em polietileno de alta densidade (PEAD), GGR1 e GGR2, uma geogrelha tecida GGR3, dois geocompósitos de reforço, GCR1 e GCR2 e um geotêxtil GTX, (Carlos, 2011b).

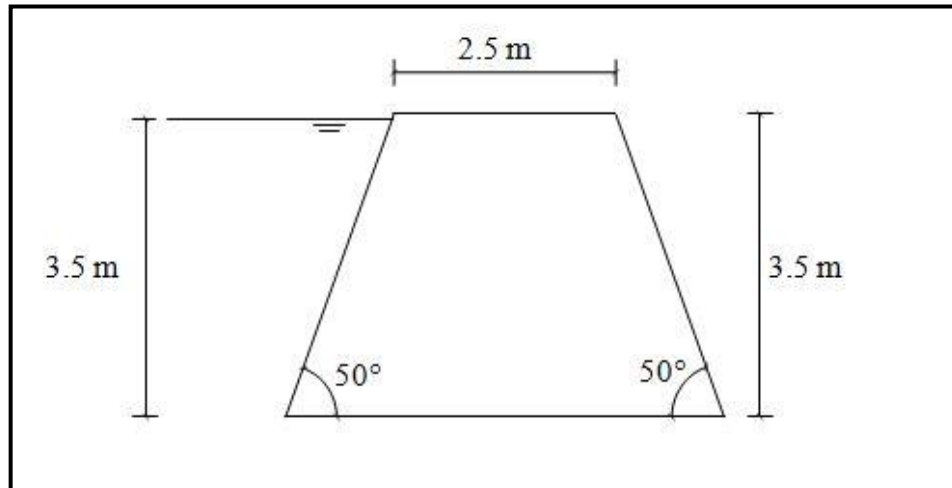


Figura 7. Perfil do Muro em estudo (Carlos, 2011b).

A solução dimensionada por Carlos (2011b) foi a utilizada neste trabalho. Para fazer esse dimensionamento foram consideradas duas combinações de parâmetros para o solo fino e para o solo de fundação dos muros (considerado idêntico ao material de aterro a usar). Essas combinações são designadas por Combinações 1 (C1) e 2 (C2), tal como indicado na Tabela 4. Os valores correspondentes foram obtidos a partir de pesquisa bibliográfica, através da consideração de uma alargada faixa de valores para as propriedades do solo, a fim de alcançar resultados que representam uma ampla área de estudo, (Carlos e Pinho-Lopes, 2011a).

Nas Tabelas 5 e 6 estão resumidos os resultados do dimensionamento interno da solução com a geometria apresentada na Figura 7. Esse dimensionamento foi realizado recorrendo ao método: do Nordic Handbook, proposto por Rogbeck *et al.* (2003). Esses resultados correspondem a definir o comprimento dos reforços, L_R e o espaçamento vertical entre reforços, e_v .

Tabela 4. Características dos solos consideradas (Carlos, 2011b).

| Parâmetro | Solo granular | Solo fino C1 | Solo fino C2 |
|--|---------------|--------------|--------------|
| γ (kN/m ³) | 18 | 16 | 16 |
| ϕ' (°) | 33 | 34 | 20 |
| c' (kPa) | 0 | 7 | 27 |
| c_u (kPa) | - | 25 | 15 |
| m_v ($\times 10^{-4}$ kPa ⁻¹) | - | 4,13 | 4,13 |
| c_v (m ² /ano) | - | 5,2 | 5,2 |

Tabela 5. Resultados obtidos no processo de dimensionamento interno utilizando o método de Rogbeck *et al.* (2003) Combinação 1, (Carlos, 2011b).

| Camada de Reforço | Combinação 1 | | | | | | | | | | | |
|-------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | GCR1 | | GCR2 | | GGR3 | | GTX | | GGR1 | | GGR2 | |
| | L _R | e _v | L _R | e _v | L _R | e _v | L _R | e _v | L _R | e _v | L _R | e _v |
| 1 | 2,5 | 0,5 | 2,2 | 0,5 | 2,2 | 0,5 | 2,5 | 0,5 | 2,2 | 0,3 | 2,2 | 0,4 |
| 2 | 2 | 0,5 | 2 | 0,5 | 2 | 0,5 | 2 | 0,5 | 2 | 0,3 | 2 | 0,4 |
| 3 | 2 | 0,5 | 2 | 0,5 | 2 | 0,5 | 2 | 0,5 | 2 | 0,3 | 2 | 0,4 |
| 4 | 2 | 0,5 | 2 | 0,5 | 2 | 0,5 | 2 | 0,5 | 2 | 0,3 | 2 | 0,4 |
| 5 | 2 | 0,5 | 2 | 0,5 | 2 | 0,5 | 2 | 0,5 | 2 | 0,3 | 2 | 0,4 |
| 6 | 2 | 0,5 | 2 | 0,5 | 2 | 0,5 | 2 | 0,5 | 2 | 0,3 | 2 | 0,4 |
| 7 | 2 | 0,5 | 2 | 0,5 | 2 | 0,5 | 2 | 0,5 | 2 | 0,3 | 2 | 0,4 |
| 8 | - | - | - | - | - | - | - | - | 2 | 0,3 | 2 | 0,4 |
| 9 | - | - | - | - | - | - | - | - | 2 | 0,3 | 2 | 0,4 |
| 10 | - | - | - | - | - | - | - | - | 2 | 0,3 | - | - |
| 11 | - | - | - | - | - | - | - | - | 2 | 0,3 | - | - |
| 12 | - | - | - | - | - | - | - | - | 2,1 | 0,3 | - | - |

Nota: A camada 1 é a camada de base

Tabela 6. Resultados obtidos no processo de dimensionamento interno utilizando o método de Rogbeck *et al.* (2003) Combinação 2, (Carlos, 2011b).

| Camada de Reforço | Combinação 2 | | | | | | | | | | | |
|----------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | GCR1 | | GCR2 | | GGR3 | | GTX | | GGR1 | | GGR2 | |
| | L _R | e _v | L _R | e _v | L _R | e _v | L _R | e _v | L _R | e _v | L _R | e _v |
| 1 | 7,6 | 0,3 | 6,6 | 0,4 | 6,6 | 0,3 | 7,7 | 0,3 | 6,6 | 0,2 | 6,6 | 0,2 |
| 2 | 2 | 0,3 | 2 | 0,4 | 2 | 0,3 | 2 | 0,3 | 2 | 0,2 | 2 | 0,2 |
| 3 | 2 | 0,3 | 2 | 0,4 | 2 | 0,3 | 2 | 0,3 | 2 | 0,2 | 2 | 0,2 |
| 4 | 2 | 0,3 | 2 | 0,4 | 2 | 0,3 | 2 | 0,3 | 2 | 0,2 | 2 | 0,2 |
| 5 | 2 | 0,3 | 2 | 0,4 | 2 | 0,3 | 2 | 0,3 | 2 | 0,2 | 2 | 0,2 |
| 6 | 2 | 0,3 | 2,1 | 0,4 | 2 | 0,3 | 2 | 0,3 | 2 | 0,2 | 2 | 0,2 |
| 7 | 2 | 0,3 | 2,3 | 0,4 | 2 | 0,3 | 2 | 0,3 | 2 | 0,2 | 2 | 0,2 |
| 8 | 2,1 | 0,3 | 2,5 | 0,4 | 2,1 | 0,3 | 2,1 | 0,3 | 2 | 0,2 | 2 | 0,2 |
| 9 | 2,3 | 0,3 | 2,7 | 0,4 | 2,3 | 0,3 | 2,3 | 0,3 | 2 | 0,2 | 2 | 0,2 |
| 10 | 2,5 | 0,3 | - | - | 2,5 | 0,3 | 2,5 | 0,3 | 2 | 0,2 | 2 | 0,2 |
| 11 | 2,6 | 0,3 | - | - | 2,6 | 0,3 | 2,6 | 0,3 | 2,1 | 0,2 | 2,1 | 0,2 |
| 12 | 2,8 | 0,3 | - | - | 2,8 | 0,3 | 2,8 | 0,3 | 2,2 | 0,2 | 2,2 | 0,2 |
| 13 | - | - | - | - | - | - | - | - | 2,3 | 0,2 | 2,3 | 0,2 |
| 14 | - | - | - | - | - | - | - | - | 2,4 | 0,2 | 2,4 | 0,2 |
| 15 | - | - | - | - | - | - | - | - | 2,5 | 0,2 | 2,5 | 0,2 |
| 16 | - | - | - | - | - | - | - | - | 2,6 | 0,2 | 2,6 | 0,2 |
| 17 | - | - | - | - | - | - | - | - | 2,7 | 0,2 | 2,7 | 0,2 |
| 18 | - | - | - | - | - | - | - | - | 2,8 | 0,2 | 2,8 | 0,2 |

Nota: A camada 1 é a camada de base

Finalmente é importante referir que os resultados apresentados para este perfil transversal da estrutura (perfil com menores dimensões representado na Figura 7) são fruto de uma análise preliminar. Estes foram obtidos com apenas um método de dimensionamento e não foram ainda validados através de ensaios laboratoriais, ensaios à escala real e/ou análises numéricas. Contudo, estes resultados mostram que é possível dimensionar uma estrutura que pode ser utilizada para a construção ou reabilitação da grande maioria dos muros das marinhas da Ria de Aveiro, (Carlos, 2011b).

2.5.4. Caracterização do canal hidráulico

Alguns dos ensaios foram efetuados no canal hidráulico do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro. O canal tem um comprimento útil de 10 m, com secção transversal de 40x50 cm², permite a simulação de diferentes inclinações, através de um apoio ajustável em altura e de outro apoio fixo. A alimentação é efetuada por um sistema de bombagem que permite a circulação da água em circuito fechado. O sistema de bombagem é composto por uma bomba de capacidade máxima de 113,5 m³/h, podendo o caudal ser regulado de forma manual (Ribeiro (2009), citado por Pereira (2010)). Na Figura 8 é apresentada uma fotografia do canal hidráulico onde os principais ensaios foram realizados.



Figura 8. Canal hidráulico da Universidade de Aveiro.

Foram construídas neste canal camadas de muro (englobando um solo fino local), reforçadas com geossintéticos de acordo com as soluções definidas na seção 4.3.2.2, com o objetivo de simular laboratorialmente à uma escala reduzida o efeito da presença de água, dos seus efeitos erosivos e da percolação da mesma através do muro de suporte no desempenho do reforço. Os ensaios realizados dividem-se em dois grupos:

- Ensaios de permeabilidade. Pretendiam verificar o comportamento das diferentes soluções face a infiltração da água, nomeadamente avaliar o tempo que demoraria para que a água atravessasse a estrutura modelo e também definir de que forma este processo acontecia.
- Ensaios erosivos. Tinham como objetivo verificar a resistência das diferentes soluções face as ações erosivas presentes na Ria de Aveiro, ações essas provenientes tanto do escoamento normal (ensaio de erosão lateral e frontal), como em situações de cheias extremas (ensaio de galgamento).

3. ENSAIOS EM MODELO

3.1. Teoria da semelhança

A obtenção, por via experimental, de leis que relacionam as grandezas intervenientes num fenómeno pode ser facilitada pela Análise Dimensional. A transposição para o protótipo dos resultados obtidos sobre um modelo é regida pela Teoria da Semelhança (Coelho, 2010). Para tal é necessário distinguir:

- Protótipo: fenómeno real a estudar.
- Modelo: fenómeno semelhante ao do protótipo.
- Escala: relação entre valores das grandezas no modelo e no protótipo, λ .

Na Equação 3.1 ilustra-se a relação de escala (λ_X) para a grandeza X, em que X_{modelo} é o valor da grandeza X no modelo e $X_{\text{protótipo}}$ é o valor correspondente no protótipo.

$$\lambda_X = \frac{X_{\text{modelo}}}{X_{\text{protótipo}}} \quad (3.1)$$

Coelho (2010) refere que dois sistemas dizem-se fisicamente semelhantes quando há uma relação constante entre valores homólogos de grandezas nos dois sistemas (modelo/protótipo).

O mesmo autor designa ainda as seguintes semelhanças:

- Geométrica: semelhança de formas (relação constante entre comprimentos homólogos).
- Cinemática: semelhança de movimento (partículas homólogas descrevem percursos homólogos em tempos proporcionais).
- Dinâmica: semelhança de forças (partículas homólogas são atuadas por forças com direção e sentido iguais e módulos proporcionais).

Por exemplo, a semelhança geométrica implica que a relação, entre as características geométricas do modelo e do protótipo é igual.

Contudo um sistema com semelhança geométrica não garante que os padrões de fluxo se mantêm tanto no modelo, como no protótipo. Para tal acontecer, os caminhos percorridos pelas partículas em movimento devem ser geometricamente semelhantes e as relações entre as velocidades dessas partículas devem ser as mesmas, havendo assim, semelhança cinemática.

Finalmente a semelhança dinâmica existe quando as relações entre todas as forças no modelo e no protótipo são iguais (Neves, 2011).

3.2. Técnica de modelação física com centrífugadora

Do ponto de vista experimental, realizar um ensaio a escala real é a maneira mais apropriada de investigar o comportamento de uma estrutura, em particular de solo reforçado com geossintéticos. Contudo, esta é uma opção que consome tempo e dinheiro. Por outro lado, a técnica de modelação física com centrífugadora, permite a representação das condições de tensão que ocorrem em escala real, numa escala muito inferior, oferecendo assim uma boa alternativa pois requer menos tempo experimental e menor financiamento (Chen *et al.*, 2007).

A modelação pode ser feita de acordo com o Método simplificado de Sawicki (1998) citado por Chen *et al.* (2007). Neste método um modelo de dimensão conhecida em escala reduzida é sujeito a um campo de N vezes a aceleração da gravidade (g). Isto equivale a construir uma estrutura com o mesmo material, com as dimensões N vezes maiores que na condição de $1\ g$. Exemplificando: uma estrutura sujeita a um campo de $20\ g$, em escala reduzida possui uma altura de $0,3\ m$, portanto, em escala real a altura correspondente será $20 \times 0,3 = 6\ m$.

Garnier *et al.* (2007) referem que, durante a conferência do Comité Técnico, *Physical Modelling in Geotechnics*, da Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ISSMGE *International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*), realizada em St John's (Canadá) no ano de 2002, foi sugerido que se realizasse um inventário com as leis referentes às reduções de escala, por modelação física com centrífugadora. O objetivo do catálogo é dar a conhecer as questões já resolvidas (incluindo as referências aos artigos nos quais são apresentados), e os trabalhos ainda a desenvolver. O catálogo é renovado a cada 4 anos durante a realização da conferência internacional de modelação física em geotecnia.

3.3. Caso de estudo

3.3.1. Dimensão dos modelos ensaiados

Neste trabalho, em face da impossibilidade de utilizar modelação física com uma centrífugadora foram realizados ensaios a uma escala reduzida ($1\ g$) de soluções para os muros das marinhas da Ria de Aveiro. Dado que os modelos foram construídos no canal hidráulico, existiu uma limitação quanto a geometria que pôde ser adotada.

Na Tabela 7 apresentam-se as dimensões dos modelos usados nos vários tipos de ensaios realizados. Em resumo, o critério usado para definir essas dimensões consistiu em

construir modelos o maior possível, tendo em conta as limitações existentes, e manter relações aceitáveis entre as várias dimensões.

Tabela 7. Dimensões dos modelos usados nos vários tipos de ensaios realizados.

| Ensaio | Largura do modelo (m) | Altura do modelo (m) | Desenvolvimento do modelo (m) |
|--------------------------|-----------------------|----------------------|-------------------------------|
| Permeabilidade | 1,00 | 0,42 | 0,40 |
| Galgamento | 1,00 | 0,35 | 0,40 |
| Erosão lateral e frontal | 1,00 | 0,36 | 0,20 |

O canal possui um comprimento útil de 10 m, com secção transversal de 40x50 cm². Para que a largura do canal (40 cm) não condicionasse o ensaio fizeram-se alguns ajustes. Assim, foram introduzidas camadas de silicone nas paredes laterais e no fundo do canal, para que houvesse alguma rugosidade na fronteira solo/vidro e houvesse alguma resistência a passagem da água nessas superfícies. A Figura 9 ilustra as camadas de silicone aplicadas.



Figura 9. Disposição das camadas de silicone aplicadas no canal: a) Paredes laterais; b) Paredes laterais e fundo do canal.

A nomenclatura incluída na Tabela 7 é a usada nas estruturas reais. Assim, a largura do modelo corresponde à largura do protótipo, isto é, à distância na horizontal entre as faces reforçadas do muro. O comprimento dos protótipos coincide com o comprimento do canal adjacente ao mesmo, na fronteira da marinha de sal.

Para os modelos optou-se por manter a escala vertical das camadas reforçadas. Assim, a limitação da altura do canal apenas permitiu a construção de uma camada por cada ensaio.

A largura dos modelos considerada foi de 1,0 m. O comprimento dos modelos está ao longo da largura do canal hidráulico, onde os mesmos foram construídos, ou seja, possui o valor máximo de 40 cm.

Em protótipo, os muros chegam a medir 3,5 m de largura na base e 2,5 m no topo, como foi possível observar na Figura 1.

3.3.2. Relações de escala

Os muros existentes nas marinhas de Aveiro podem conter diferentes comprimentos, sendo impossível quantificar um valor exato para o fator de escala associado a esta grandeza. A título de exemplo, refere-se um protótipo de muro com comprimento igual a 10 m (L^{10}). Em modelo, o comprimento disponível no canal hidráulico (largura do canal hidráulico) é igual a 40 cm para os ensaios de galgamento e permeabilidade e 20 cm para os ensaios de erosão lateral e frontal.

Relativamente ao comprimento do muro é ainda apresentado um outro exemplo em que é satisfeita a condição: “Utilizar o mesmo fator de escala obtido para a largura do muro”, (L^{esc}). Assim, foi calculado o comprimento que o protótipo deveria ter para que essa condição fosse satisfeita, tanto para os ensaios de permeabilidade e galgamento como para os ensaios de erosão.

Nos ensaios de permeabilidade foi aplicada uma carga estática constante sobre o modelo com objetivo de simular o peso das camadas que se encontram sobrepostas à camada do muro estudada. A quantificação desta carga na estrutura real depende diretamente da altura do muro que se considerar, de acordo o modelo estrutural definido na seção 4.3.3 a tensão aproximada existente sobre a camada de fundo na estrutura real é igual a $51,2 \text{ kN/m}^2$, considerando para o solo um peso volúmico de 16 kN/m^3 . Em laboratório foram utilizados dois sacos de cimento pensando 35 kg cada um, juntamente com 8 blocos normalizados de betão com o peso de 8 kg cada, totalizando uma sobrecarga igual a 134 kg, correspondentes a uma tensão aplicada aos modelos igual a $3,29 \text{ kN/m}^2$. Assim, para protótipos com altura de 3,50 m, a sobrecarga aplicada no modelo corresponde a ensaiar uma camada de solo reforçado a 0,20 m a partir do topo do mesmo em protótipo.

Para os ensaios de galgamento foi simulado o estudo de camadas localizadas no topo da estrutura, portanto não existe sobrecarga associada.

Importa também referir outra diferença existente entre o modelo e o protótipo: a água que circula na Ria de Aveiro é salgada por sua vez o circuito que abastece o canal hidráulico possui água doce, vinda da coleta de águas pluviais ou mesmo da rede pública. Existe assim

uma diferença entre as suas densidades, que é importante referenciar e que foi quantificada. Como se pode verificar na Tabela 8 essa diferença é relativamente pequena.

O solo e o reforço (em termos de propriedades físicas e mecânicas) estão à escala 1:1.

Na Tabela 8 incluem-se os valores de fatores de escala associados aos modelos construídos de acordo com a Equação 3.1.

Tabela 8. Fatores de escala associados aos modelos construídos para os diferentes ensaios.

| Fatores de escala | Tipo de ensaio | | |
|---|----------------|------------|--------------------------|
| | Permeabilidade | Galgamento | Erosão lateral e frontal |
| $e_{\text{modelo}} \text{ (m)}$ | 0,30 | 0,25 | 0,30 |
| $e_{\text{protótipo}} \text{ (m)}$ | 0,30 | 0,30 | 0,30 |
| λ_e | 1,00 | 0,83 | 1,00 |
| $b_{\text{modelo}} \text{ (m)}$ | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| $b_{\text{protótipo}} \text{ (m)}$ | 3,50 | 2,50 | 2,50 |
| λ_b | 0,29 | 0,40 | 0,40 |
| $L_{\text{modelo}} \text{ (m)}$ | 0,40 | 0,40 | 0,20 |
| $L_{\text{protótipo}} \text{ (m)}$ | Variável | Variável | Variável |
| λ_L | - | - | - |
| $L^{10}_{\text{modelo}} \text{ (m)}$ | 0,40 | 0,40 | 0,20 |
| $L^{10}_{\text{protótipo}} \text{ (m)}$ | 10 | 10 | 10 |
| λ_L^{10} | 0,04 | 0,04 | 0,02 |
| $L^{\text{esc}}_{\text{modelo}} \text{ (m)}$ | 0,40 | 0,40 | 0,20 |
| $L^{\text{esc}}_{\text{protótipo}} \text{ (m)}$ | 1,4 | 1,0 | 0,5 |
| λ_L^{esc} | 0,29 | 0,4 | 0,4 |
| $\rho_{\text{modelo}} \text{ (g/ml)}$ | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| $\rho_{\text{protótipo}} \text{ (g/ml)}$ | 1,025 | 1,025 | 1,025 |
| λ_ρ | 0,98 | 0,98 | 0,98 |
| $U_{\text{modelo}} \text{ (m/s)}$ | - | 0,33 | 0,75 |
| $U_{\text{protótipo}} \text{ (m/s)}$ | - | 1,00 | 1,00 |
| λ_U | - | 0,33 | 0,75 |
| $P_{\text{modelo}} \text{ (kN/m}^2\text{)}$ | 3,29 | - | - |
| $P_{\text{protótipo}} \text{ (kN/m}^2\text{)}$ | 51,2 | - | - |
| λ_P | 0,064 | - | - |

As propriedades apresentadas na Tabela 8 são: e , altura/espessura da camada reforçada; b , largura do muro; L , comprimento do muro; L^{10} , exemplo de um muro com 10 m de comprimento; L^{esc} , exemplo de um muro em que é imposta a condição de que seja mantido o mesmo fator de escala obtido para a largura do muro; ρ , densidade da água; U , velocidade do escoamento e P , sobrecarga aplicada. As diversas propriedades são subdivididas pelo seu valor em modelo ou no protótipo, λ refere-se ao fator de escala para cada uma das grandezas.

Todos os fatores referidos, dentre outros, refletem a dificuldade de encontrar com exatidão uma solução que seja a pequena escala, idêntica a situação existente em escala real. Contudo, com as considerações que foram feitas e os cuidados tomados, é esperado que o comportamento obtido seja representativo e que possam ser tiradas algumas conclusões quanto ao funcionamento das soluções propostas.

4. CAMPANHA EXPERIMENTAL

4.1.Introdução

O trabalho desenvolvido é essencialmente experimental, e grande parte refere-se à realização de ensaios laboratoriais a uma escala reduzida.

A parte principal do trabalho consiste na construção no canal hidráulico de modelos dos muros das marinhas, que procuram representar a estrutura de uma camada reforçada e avaliar o seu comportamento em termos hidrostáticos e hidrodinâmicos mediante diferentes situações. Com as estruturas solicitadas em condições hidrostáticas pretendeu-se avaliar a permeabilidade das diferentes soluções de reforço consideradas, por sua vez, os ensaios hidrodinâmicos permitiram analisar o comportamento erosivo das diversas soluções em estudo.

Antes do início das experiências no canal revelou-se a necessidade de realizar alguns ensaios preparatórios, com vista a determinação de parâmetros e informações essenciais para que as experiências principais pudessem ser realizadas.

4.2.Ensaio preparatório

4.2.1. Compactação

Um dos processos que requereu a realização de ensaios prévios foi a compactação do solo fino. A compactação consiste no processo mecânico que, através de uma aplicação repetida e rápida de cargas ao solo, conduz a uma diminuição do seu volume, e portanto, a uma diminuição do índice de vazios e a um aumento do peso volúmico seco, Santos (2008).

A informação existente sobre a construção tradicional dos muros das marinhas explica que o preenchimento do interior da estrutura é feito com o aproveitamento dos solos provenientes da Ria de Aveiro, não havendo nenhuma referência quanto a compactação deste solo. De facto essas estruturas eram deixadas a assentar sob ação do seu peso próprio e a sua cota de coroamento era corrigida sempre que necessário, ocorrendo assim o fenómeno designado por consolidação.

Uma das principais características dos solos finos é o fenómeno da consolidação, que é descrito por Matos Fernandes (2006) como o processo diferido no tempo de dissipação do

excesso de pressão intersticial, com transferência progressiva do incremento de tensão total da fase líquida para a fase sólida do solo.

A solução estudada refere-se a utilização de camadas de solo compactadas. Para tal foi necessário definir a energia de compactação a utilizar. A energia de compactação, conforme é descrito em Santos (2008) pode ser transmitida ao solo por:

- Pressão - aplicada por rolos estáticos (cilindro liso, de pneus e pé de carneiro). Nestes casos inicialmente ocorrem deformações plásticas e à medida que o solo vai se tornando mais denso predominam deformações elásticas;
- Impacto - aplicado por apiloadores e cargas de impacto. Com este processo é gerada uma onda de pressão que atua em grande profundidade;
- Vibração - aplicada por rolos e compactadores vibratórios. Aqui produz-se o deslocamento de sucessivas e rápidas ondas de pressão que movimentam as partículas e reduzem temporariamente o atrito entre elas.

Com o objetivo de tentar recriar em laboratório condições o mais parecidas possível com a realidade das construções, as metodologias do processo de compactação foram seguidas de forma precisa, tentando inclusive construir-se a pequena escala, os aparelhos existentes no mercado e que se enquadrassem no tipo de compactação pretendido.

4.2.1.1. Protótipo do cilindro pé de carneiro

Os cilindros estáticos de pés de carneiro são apropriados para a compactação de solos finos, em particular dos solos argilosos. Um cilindro destes consiste num tambor de aço onde são soldadas saliências denominadas “patas”, dispostas em fileiras desencontradas. A passagem do cilindro propicia a aglomeração entre as camadas compactadas. À medida que a compactação aumenta, ocorre uma menor penetração, resultando assim numa maior pressão de contato.

No âmbito construtivo, a grande maioria das compactações realizadas sobre solos finos utiliza os cilindros pé de carneiro como ferramenta. Desta forma, foi realizado o dimensionamento de um cilindro a pequena escala, com as dimensões suficientes para que pudesse ser aplicado no canal e que fosse ao mesmo tempo trabalhável pelo utilizador. A Figura 10 contém algumas imagens do protótipo do cilindro dimensionado.

O dimensionamento teve em conta algumas considerações, dentre das quais destacam-se:

- O cilindro é oco, por forma a ser preenchido com diferentes tipos de material, conferindo assim valores distintos de massa, mediante a pressão que se queira aplicar ao solo.

- As dimensões do protótipo são para o Tambor: diâmetro de 25 cm e altura de 30 cm. Patas: altura total de 4 cm e área de contacto de $1,5 \times 1,5 \text{ cm}^2$ contendo 4 patas em cada alinhamento, discordantes entre os diversos alinhamentos. Pega: A zona onde se aplica a força para puxar o cilindro, deve conter entre 10 a 15 cm, necessários para caber uma mão, a distância entre a pega e o eixo do cilindro é de 45 cm, para conseguir trabalhar nas camadas inferiores de solo.
- Por se tratar de um ambiente húmido pretende-se que o cilindro seja alvo de tinta de tratamento contra a corrosão.
- As ligações das patas ao tambor devem ser rígidas visto que são sujeitas a esforços cortantes e momento fletor na base, também as patas não se podem deformar, pois a tensão aplicada ao terreno deve ser uniforme.
- Deve existir uma tampa numa das faces laterais do cilindro, de modo a que por este orifício seja introduzido no seu interior o material de preenchimento desejado.

Apesar de esta solução ser a que mais se assemelha a realidade, o elevado custo associado à sua execução tornou-se um entrave para o avanço deste método de compactação. Assim sendo, a compactação por meio de impacto revelou-se uma boa alternativa.

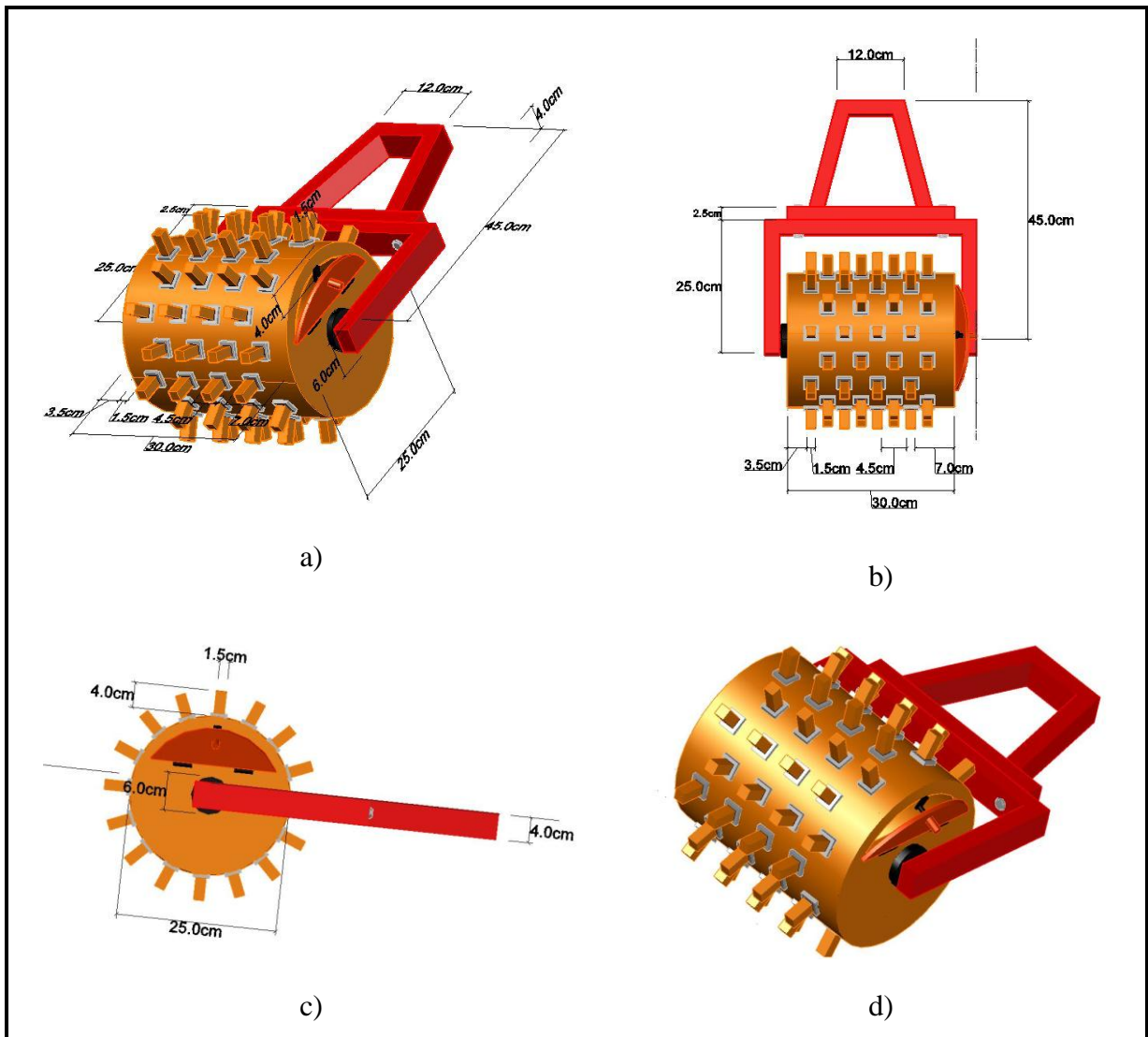


Figura 10. Peças desenhadas do protótipo do cilindro pé de carneiro: a) Vista em perspectiva com cotação incluída; b) Vista superior; c) Vista lateral; d) Vista em perspectiva sem cotação incluída.

4.2.1.2. Pilão de compactação

Apesar de ser um processo moroso e fisicamente cansativo, a compactação por impacto foi utilizada neste trabalho. De modo geral propicia um ótimo resultado, além de se enquadrar com facilidade no ambiente laboratorial, nomeadamente nas limitações de espaço que o canal hidráulico oferece.

A ação da força de impacto em solos coesivos reduz ao mínimo a força de adesão e o atrito entre as partículas individuais, fazendo com que haja redução de vazios e consequentemente, uma maior compacidade do solo (Santos, 2008).

Para uma compactação homogênea por meio de forças de impacto, é necessário que a energia aplicada ao terreno seja sempre a mesma. Para as obras em geral é utilizado um compactador pneumático, estes aparelhos conseguem exercer no solo, um elevado número

golpes por minuto com a mesma energia aplicada, cabendo ao utilizador apenas a função de manusear o equipamento pela área a compactar.

À escala a que os ensaios foram realizados neste trabalho tornar-se-ia complicado exercer manualmente a mesma força de compactação. A alternativa encontrada foi a utilização de um pilão de compactação pesada proveniente do ensaio Proctor manual. As características do equipamento são: 4,54 kg de massa, 457 mm de altura de queda e base de compactação de 95 mm de diâmetro. Desta forma garante-se que a mesma energia de compactação é aplicada a todo o solo, remetendo ao utilizador somente a função de movimentação do equipamento por toda a extensão da zona a compactar. Na Figura 11 são apresentadas imagens do processo de compactação utilizando o pilão compactador referido. Na Figura 12 podem ser também observados alguns exemplos de um compactador pneumático e do pilão de compactação manual utilizado.



Figura 11. Compactação: a) Primeira linha de uma dada sequência de compactação; b) Segunda linha de uma dada sequência de compactação.

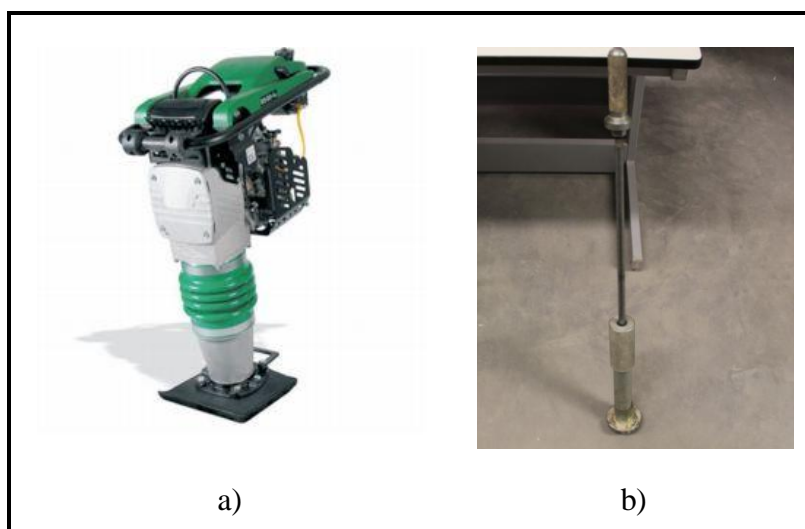


Figura 12. Exemplos de equipamentos de compactação manual: a) Compactador pneumático, (Comatix, 2012); b) Pilão de compactação manual.

4.2.1.3. Ensaio Proctor

Para definir as condições de compactação a utilizar foram realizados ensaios Proctor. De acordo com o caderno de encargos das Estradas de Portugal (2009), a referência normativa que rege o ensaio de compactação Proctor denomina-se LNEC E197-1966. Neste documento pode ser encontrada toda a informação relativa ao ensaio, nomeadamente os aparelhos e utensílios que o constituem, modo de proceder, obtenção de resultados, forma de apresentação, etc. Na Figura 13 encontram-se algumas ilustrações correspondentes ao registo fotográfico das diversas fases da realização do ensaio, tais como: aparelhos e utensílios utilizados e alguns dos procedimentos necessários.

Resumidamente o ensaio consiste em realizar a compactação de um solo, sob diferentes condições de humidade e para uma determinada energia de compactação, obtendo uma curva de variação dos pesos volúmicos secos (γ_d) em função do teor de humidade (w). A Figura 14 ilustra a curva de compactação obtida para o solo utilizado no estudo.

Inicialmente, o peso volúmico seco cresce com o aumento do teor de humidade até atingir um máximo e depois começa a decrescer para valores, ainda, crescentes do teor de humidade. A ordenada do ponto correspondente ao pico da curva, é o máximo peso volúmico seco que este solo poderá atingir, para a energia de compactação usada e precisando para isto de um teor de humidade igual a abscissa deste ponto. Estes valores só poderão ser alterados, variando-se a energia aplicada. As coordenadas do ponto máximo receberam a denominação de teor de humidade ótimo ($w_{ótimo}$) e peso volúmico seco máximo ($\gamma_{dmáx}$), Santos (2008).

A realização deste ensaio teve como objetivo encontrar o valor de um determinado teor em água do solo, designado por teor de humidade ótimo, para o qual, com uma determinada energia de compactação, se conseguia melhores resultados na compactação, ou seja, maior peso volúmico seco. Como pode ser observado na Figura 14, os resultados obtidos indicam um teor de humidade ótimo igual a 14%, correspondente ao pico da curva de compactação e que implica uma massa volúmica seca associada igual a $1,85 \text{ g/cm}^3$. No Anexo A.1. é apresentada a ficha de realização do ensaio, com os respetivos cálculos e observações efetuados.



Figura 13. Ensaio Proctor: a) Compactador automático; b) Acessórios do ensaio de compactação; c) Passagem no peneiro de 4,76 mm; d) Amostras do solo com diferentes valores do teor em água; e) Separação da amostra para compactação; f) Amostra de solo compactado.

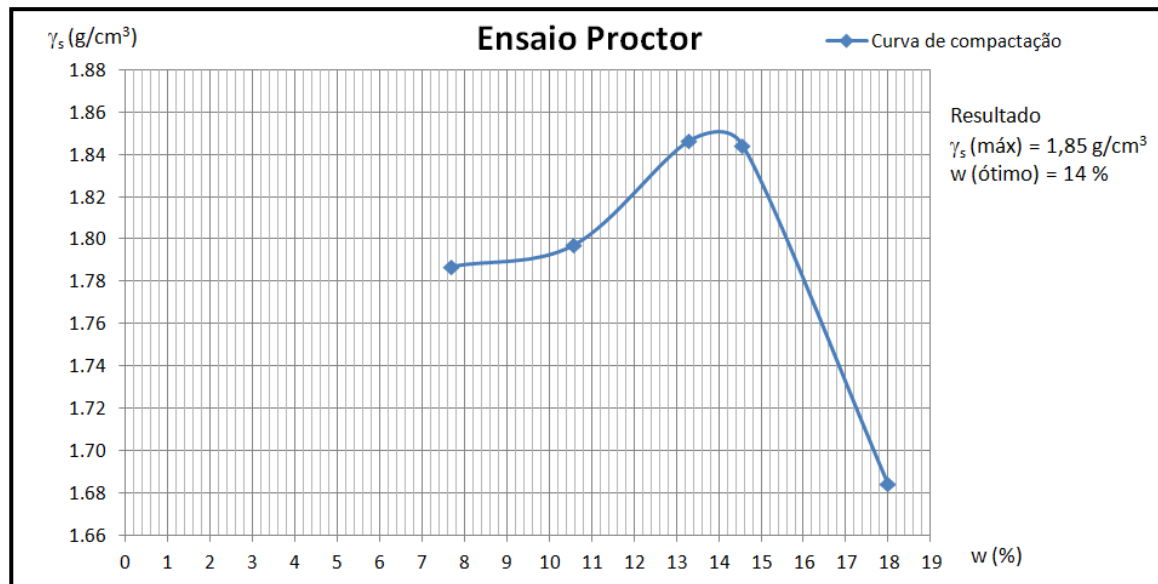


Figura 14. Curva de compactação do solo utilizado resultante do ensaio Proctor

4.2.1.4. Determinação do teor em água do solo

Durante a compactação a humidade do solo desempenha um papel fundamental na obtenção do máximo peso específico seco para um determinado tipo de solo.

Os solos no seu estado natural apresentam, muitas vezes, humidades muito inferiores (nos períodos de poucas chuvas) ou muito superiores (no período chuvoso) à ótima, havendo assim consequências no comportamento do solo. No caso dos solos provenientes da Ria de Aveiro, é muito provável que o seu teor em humidade se encontre do lado húmido (isto é, superior ao teor de humidade ótimo), devido a estarem em constante contato com a água. De acordo com Santos (2008), no caso de o solo se situar do lado seco (isto é, inferior ao teor de humidade ótimo), o seu comportamento exibirá:

- Resistência ao corte elevada, que aumenta com a energia de compactação;
- Variações da pressão da água nos vazios do solo praticamente nula, quando sujeito a carregamento;
- Eventuais fissuras;
- Expansão/colapso do solo com aumento do teor em água.

No caso de o teor em água se situar do lado húmido verificar-se-á:

- Menor resistência, que é pouco sensível à variação de energia; pode mesmo acontecer que um aumento da energia de compactação conduza a uma diminuição da resistência;
- Eventual ocorrência de uma pressão intersticial elevada nos vazios do solo;
- Solo com comportamento muito plástico;
- Praticamente não existe expansão/colapso do solo.

É necessário efetuar a correção do teor de humidade pela irrigação das camadas, na hipótese de o solo estar muito seco, ou por arejamento quando se encontra muito húmido, para que desta forma o processo de compactação seja mais eficaz e produza melhores resultados.

O controlo da humidade do solo utilizado nos ensaios procedeu-se da seguinte forma: o solo encontrava-se armazenado em bidões com cerca de 1 m³ de volume, este material foi então extraído para um carro de mão aonde foi desagregado manualmente. Após a desagregação, uma amostra foi retirada e pesada, posteriormente foi levada a estufa à temperatura de 100°C onde secou durante 24 horas. No fim da secagem, a amostra foi novamente pesada e o valor registado. Com a obtenção destes valores e com recurso à Equação 4.1 o teor em água dessa amostra de solo foi obtido, onde: w é o valor do teor em água existente no solo; W , peso do solo húmido e W_s , peso do solo seco.

$$w = \frac{W - W_s}{W_s} \times 100 \quad (4.1)$$

Para além do solo existente nos bidões, também foi reutilizado o solo proveniente dos ensaios, visto ser elevado o volume de terra necessário para a conclusão de todas as experiências. Neste sentido, após ser utilizado no canal e recuperado, o solo foi espalhado e deixado a arejar de forma a baixar o seu teor em água, até próximo do seu valor ótimo. Foram feitas verificações periódicas e garantido que toda a fração de solo introduzida na realização dos muros possuía um teor em água próximo de 14%. Na Figura 15 podem ser observadas algumas fases do processo de controlo de humidade.

No Anexo A.2. é apresentado o controlo de humidade efetuado antes da realização de cada um dos ensaios no canal hidráulico. Foram retiradas cerca de três amostras para cada volume de solo necessário para a construção de um muro.

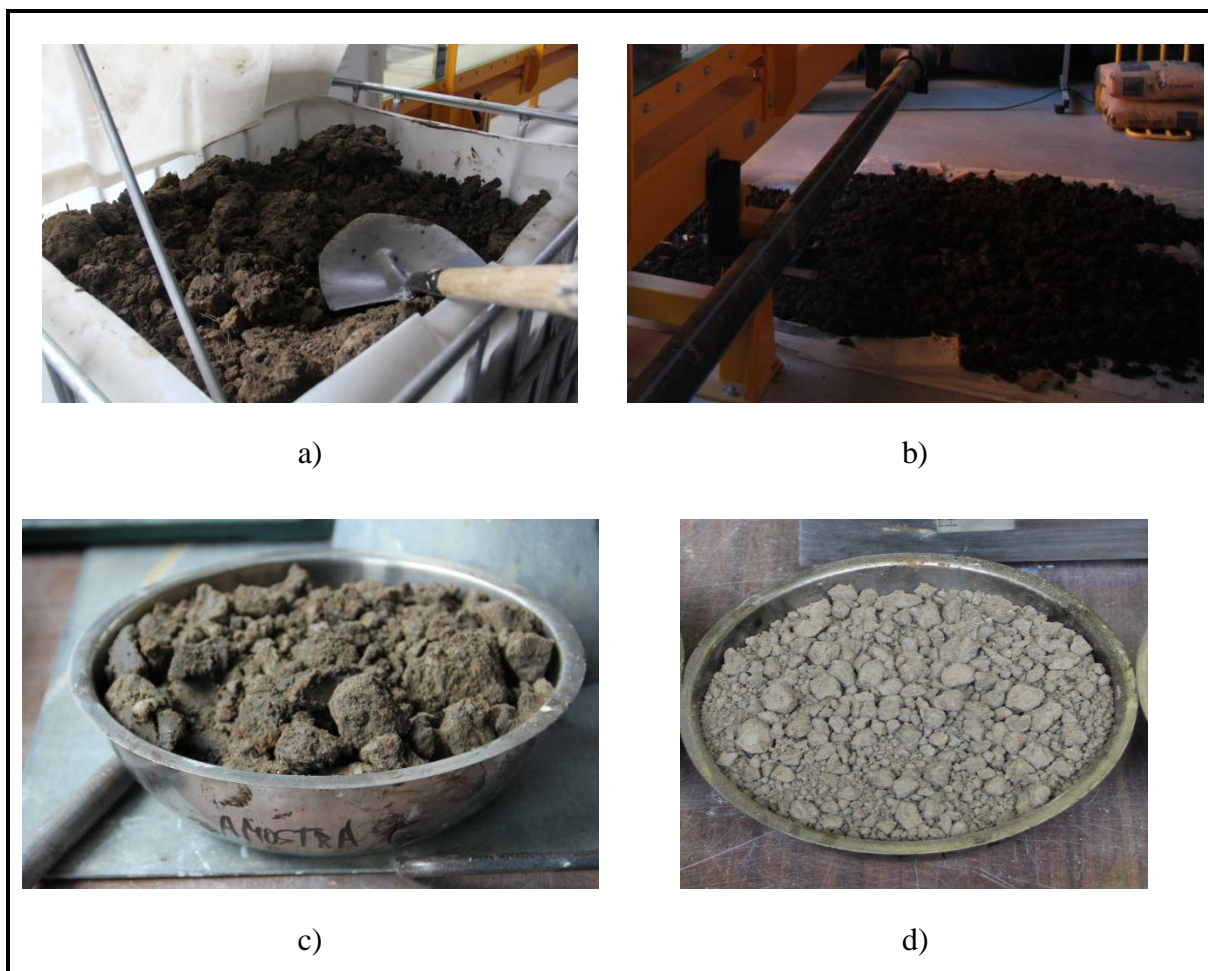


Figura 15. Etapas do processo de controlo de humidade: a) Bidão onde o solo era armazenado; b) Arejamento do solo para baixar o teor em água; c) Amostra de solo húmida para controlo; d) Amostra de solo seca.

4.2.1.5. Determinação do grau de compactação

Conforme é descrito no caderno de encargo das Estradas de Portugal (2009), para determinar a espessura das camadas a ser compactadas, o número de passagens dos cilindros, a energia de compactação, a quantidade de água a utilizar no processo e todos os parâmetros que influenciam a compactação de um solo, deve ser realizado um aterro experimental. Analogamente ao exemplo dos aterros e de forma a conseguir a melhor qualidade na compactação dos modelos a serem estudados, neste trabalho foi realizada uma camada de compactação experimental.

Primeiramente é importante salientar que o processo da compactação de uma camada do modelo que contenha espessura com dimensão real não pode ser realizado de uma só vez numa escala reduzida. Isto deve-se ao facto de em estruturas construídas à escala real existirem equipamentos de grande porte, capazes de compactar camadas com espessuras que atingem os 30 cm. Nos ensaios realizados a compactação foi feita através de um pilão de compactação, isto é, por ação de forças de impacto. Assim, a energia é dissipada pelo solo,

não sendo possível compactar com eficácia camadas muito espessas. A alternativa encontrada foi compactar a camada a construir, que possuía espessura real (30 cm), em três camadas consecutivas com 10 cm de altura cada.

De modo a garantir que as condições de confinamento eram as mesmas na camada de teste e na construção dos modelos, a camada experimental foi realizada no canal hidráulico. O solo foi espalhado e nivelado até atingir uma altura de cerca de 10 cm antes da compactação, Figura 16 a).

A compactação foi efetuada de forma sequencial, isto é, começou-se por dar uma pancada com o pilão de compactação numa ponta da camada, moveu-se o instrumento para uma zona fronteira ainda não compactada e efetuou-se outra pancada, repetiu-se este processo até que toda a extensão da camada tivesse sofrido o impacto de uma pancada, neste ponto deu-se por terminada a primeira sequência. O solo compactado após as diversas sequências encontra-se ilustrado na Figura 16 b).

Na camada de teste foram aplicadas diversas sequências e retirados carotes quadradas de 10 cm de lado conforme é apresentado na Figura 16 c). Mediante a altura a que se encontravam as amostras após a compactação, calculou-se um novo volume, pesou-se este volume que estava saturado com o teor em água ótimo, levou-se a estufa a 100°C por 24 horas e pesou-se novamente a amostra seca. Com estes dados retirou-se o valor do peso específico da carote.

A razão entre o peso volúmico obtido na camada de teste $\gamma_{d\text{campo}}$, e o peso volúmico retirado da curva de compactação $\gamma_{d\text{máx}}$, fornece o valor do grau de compactação GC, (Equação 4.2). Para estes ensaios assumiu-se que um valor do grau de compactação que se situasse acima dos 80%, era um valor aceitável para a construção dos modelos.

$$GC = \frac{\gamma_{d\text{campo}}}{\gamma_{d\text{máx}}} \times 100 \quad (4.2)$$

Os resultados obtidos indicam que com a aplicação de cinco sequências de pancadas com o pilão compactador, a redução do volume é tal que obtém-se um grau de compactação igual a 88%, os valores podem ser consultados no Anexo A.3.

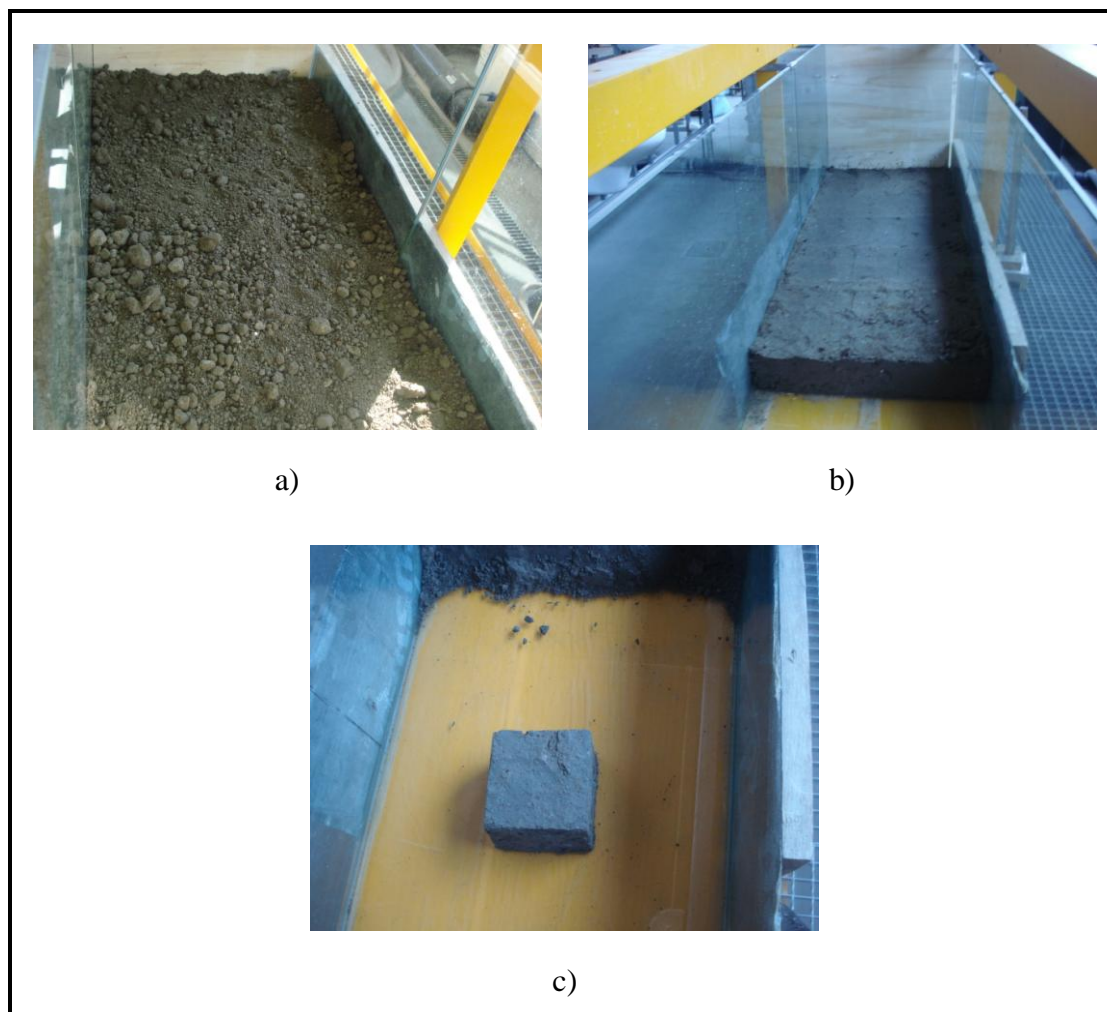


Figura 16. Realização da camada experimental: a) Solo nivelado com cerca de 10 cm de altura antes de se iniciar a compactação; b) Solo compactado após as diversas sequencias; c) Exemplo de uma carote extraída.

4.2.2. Quantificação do caudal e velocidade de escoamento

Coelho *et al.* (2008) referem que, relativamente a uma caracterização hidráulica genérica, pode-se referir que os canais da Ria de Aveiro estão protegidos da ação da agitação marítima. Os canais que conduzem à admissão de água para as marinhas estão sujeitos às amplitudes de maré e a velocidades de corrente, constituindo estas as duas principais ações naturais com influência sobre os muros de terra que delimitam e protegem as marinhas de sal. Esses autores referem ainda que os valores máximos de velocidades de corrente são superiores a 2,4 m/s na embocadura da Barra e canal principal e superiores a 1,0 m/s nos canais de menor dimensão.

Assim, de forma a tentar recriar nos modelos as ações que são exercidas nos muros das marinhas, foram realizados ensaios de quantificação do caudal de bombagem no canal hidráulico e posteriormente realizado o cálculo da velocidade de escoamento correspondente.

De acordo com Ribeiro (2009), aquando do seu estudo sobre o transporte sedimentar fluvial realizado em parte no canal hidráulico referido, o autor sentiu a necessidade de quantificar os caudais de bombagem e determinar a velocidade de escoamento. Para tal Ribeiro (2009) recorreu a um ADV (Acoustic Doppler Velocimeter), aparelho utilizado para a caracterização do perfil de velocidades em altura em uma determinada secção. Com a velocidade média e a área da secção foi possível estimar o caudal líquido para as diferentes condições de funcionamento da bomba, sendo que para cada posição variou-se a inclinação do canal entre os valores de 0,5 %, 1,0 % e 1,5 %. Na Tabela 9 encontram-se os valores obtidos por Ribeiro (2009), sendo: PB, a posição de funcionamento da bomba (Dispositivo regulador do caudal introduzido no canal hidráulico); i , a inclinação do canal; $U_{\text{méd}}$, a velocidade média do escoamento; h , altura da lâmina de água; Q , o caudal instantâneo e $Q_{\text{méd}}$, o caudal médio.

Tabela 9. Estimativa de caudais realizada por Ribeiro (2009).

| PB | i (%) | $U_{\text{méd}}$ (cm/s) | h (cm) | Q (l/s) | $Q_{\text{méd}}$ (l/s) |
|-----|---------|-------------------------|----------|-----------|------------------------|
| 1 | 0,50 | 7,05 | 27,40 | 7,73 | 7,80 |
| | 1,00 | 7,97 | 24,70 | 7,87 | |
| | 1,50 | 9,38 | 21,10 | 7,92 | |
| 1/2 | 0,50 | 9,99 | 26,10 | 10,43 | 10,70 |
| | 1,00 | 11,09 | 24,40 | 10,82 | |
| | 1,50 | 10,49 | 25,70 | 10,79 | |
| 2 | 0,50 | 12,51 | 26,05 | 13,04 | 13,10 |
| | 1,00 | 12,61 | 25,80 | 13,01 | |
| | 1,50 | 13,29 | 24,70 | 13,13 | |
| 2/3 | 0,50 | 15,36 | 24,40 | 15,00 | 15,50 |
| | 1,00 | 14,99 | 26,20 | 15,71 | |
| | 1,50 | 17,14 | 23,10 | 15,84 | |

Neste trabalho os muros foram construídos com o canal na posição horizontal. Dado que Ribeiro (2009) não analisou essa situação, neste trabalho optou-se por realizar mais um ensaio preparatório, mais concretamente um ensaio de quantificação do caudal da bomba para posteriormente determinar o valor da velocidade de escoamento.

Para este ensaio foi idealizado um novo método: introduziu-se uma barreira com altura conhecida (0,30 m), a uma certa distância também conhecida relativamente ao início do canal (formando uma área na base igual a 2,51 m²). Desta forma, obteve-se um volume perfeitamente conhecido ilustrado na Figura 17. Com a bomba em diferentes posições de

bombagem, foi cronometrado o tempo necessário para que a água preenchesse o volume em causa, obtendo assim o valor do caudal para as diferentes posições de bombagem. Para avaliar o tempo foram utilizados dois cronómetros controlados por 2 utilizadores diferentes: o tempo a ser utilizado é composto pela média dos tempos retirados pelos utilizadores.

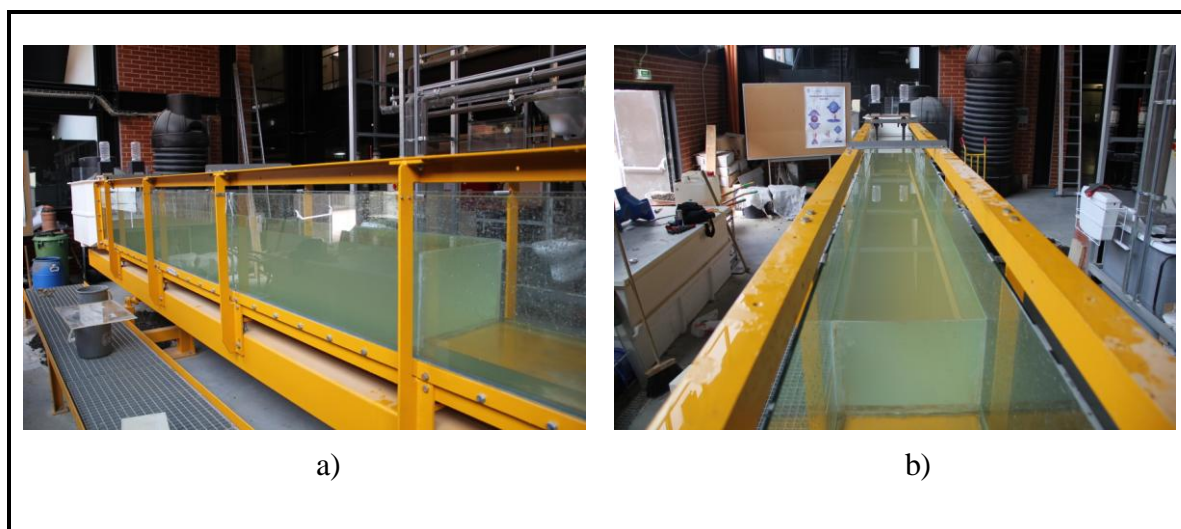


Figura 17. Volume definido para a determinação dos caudais de bombagem: a) Fotografia lateral; b) Fotografia superior.

Posteriormente retirou-se a barreira e novamente foi reposto o escoamento, para assim determinar as diferentes alturas da lâmina da água para as distintas posições de funcionamento da bomba e com esses valores ser possível a determinação da velocidade de escoamento através da Equação 4.3 onde: Q é o valor do caudal de bombagem; U , velocidade do escoamento e S , área da secção.

$$Q = U \times S \quad (4.3)$$

Os valores obtidos para os caudais de bombagem encontram-se apresentados na Tabela 10 em que: t , tempo medido por cada utilizador; $t_{\text{méd}}$, média dos tempos registados pelos 2 utilizadores; V , volume definido para a determinação do caudal; Q , caudal de bombagem; h , altura da lâmina da água do escoamento para as diferentes posições de bombagem; b_{canal} , largura do canal; S , área da secção e U , velocidade do escoamento.

Analisando os resultados obtidos através deste ensaio e os resultados obtidos no estudo feito por Ribeiro (2009), é possível observar que os valores obtidos para os caudais de bombagem possuem ordem de grandeza semelhante porém não são iguais. O facto de se tratar de um método experimental implica alguns erros associados, nomeadamente: atraso na marcação do tempo, nivelamento perfeito do fundo do canal, verticalidade das paredes do canal e medição das distâncias com exatidão.

A partir da posição de bombagem 4, o canal deixa de ter vazão suficiente para o caudal que é introduzido, Por esta razão, neste trabalho, de forma a garantir uma margem de segurança, a posição da bomba utilizada foi 3/4. Deste modo o caudal associado é igual a 17,31 l/s e a velocidade do escoamento é de 0,33 m/s.

Tabela 10. Valores obtidos experimentalmente, caudais de bombagem e velocidade do escoamento.

| PB | t (s) | t _{méd} (s) | V (m ³) | Q (l/s) | h (m) | b _{canal} (m) | S (m ²) | U (m/s) |
|-----|-------|----------------------|---------------------|---------|-------|------------------------|---------------------|---------|
| 1 | 92,00 | 92,50 | | 8,14 | 0,10 | | 0,04 | 0,21 |
| | 93,00 | | | | | | | |
| 1/2 | 74,00 | 73,00 | | 10,31 | 0,11 | | 0,04 | 0,25 |
| | 72,00 | | | | | | | |
| 2 | 62,00 | 61,50 | | 12,24 | 0,11 | | 0,04 | 0,27 |
| | 61,00 | | | | | | | |
| 2/3 | 53,00 | 53,50 | 0,75 | 14,07 | 0,12 | 0,40 | 0,05 | 0,30 |
| | 54,00 | | | | | | | |
| 3 | 48,00 | 48,50 | | 15,53 | 0,13 | | 0,05 | 0,31 |
| | 49,00 | | | | | | | |
| 3/4 | 43,00 | 43,50 | | 17,31 | 0,13 | | 0,05 | 0,33 |
| | 44,00 | | | | | | | |
| 4 | 39,00 | 39,00 | | 19,56 | 0,14 | | 0,05 | 0,36 |
| | 39,00 | | | | | | | |

4.2.3. Escoramento dos modelos

A construção dos modelos dos muros das marinhas no canal hidráulico teve de ser ajustada às condicionantes existentes. Uma das condições impostas foi a utilização de cofragens durante o processo construtivo, desta forma a face da camada de muro construída é vertical e não escalonada como é realizada a solução tradicional. Esta opção foi tomada com o intuito de facilitar o trabalho no ambiente laboratorial inserido.

A cofragem dimensionada para o efeito é uma combinação de elementos manufaturados em madeira, com pequenas cantoneiras de aço. As cantoneiras foram fixadas ao canal através de dois parafusos, oferecendo um elemento rígido utilizado para travar os deslocamentos vindos do muro. Uma placa de madeira foi utilizada como cofragem das faces do muro, sendo o seu escoramento feito através de uma estrutura baseada numa treliça que por sua vez

descarrega na cantoneira anteriormente referida. No caso dos ensaios de erosão lateral e frontal (descritos na secção 6.2.3), onde os muros possuem somente 0,20 m de largura, é colocada uma placa na direção da largura do modelo, escorada nas placas que fazem a cofragem da face. Ilustrações pormenorizadas dos elementos de cofragem podem ser consultadas na Figura 18.

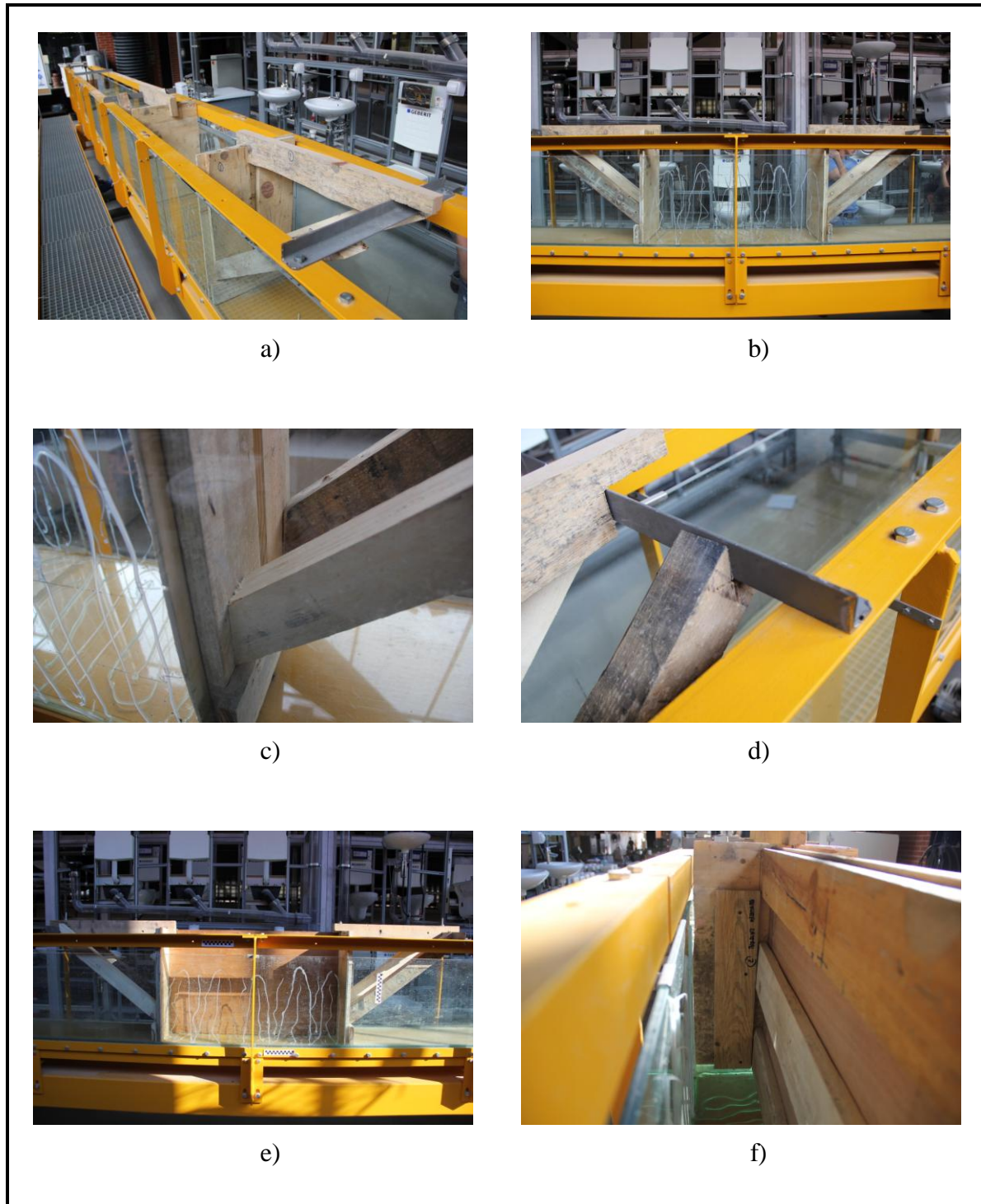


Figura 18. Imagens dos elementos de cofragem utilizados: a) Pormenorização dos apoios; b) Vista geral dos elementos de cofragem; c) Pormenor do escoramento na base; d) Pormenor das cunhas existentes nas escoras; e) Vista geral da cofragem dos muros sujeitos aos ensaios de erosão lateral e frontal; f) Pormenorização do apoio da cofragem dos ensaios erosivos.

4.2.4. Permeâmetro

Conforme é referido em Alonso (2005) o conhecimento da condutividade hidráulica dos materiais é de interesse para diversas áreas da engenharia, em especial para a engenharia geotécnica. Os ensaios de laboratórios para avaliação desta propriedade, quando comparados com ensaios de campo, apresentam algumas vantagens: controle nas condições fronteira (saturação, nível de tensões efetivas, carga hidráulica e direção de fluxo), possibilidade de medidas de anisotropia, tempo de ensaio e custo. Por outro lado os ensaios de campo sofrem um menor efeito de escala, pois o volume de solo ensaiado é maior que em laboratório.

O mesmo autor acrescenta ainda que a condutividade hidráulica em laboratório pode ser medida por diversos procedimentos e empregando diferentes equipamentos. Normalmente utiliza-se um permeâmetro.

Com o objetivo de obter um valor para o coeficiente de permeabilidade e posteriormente poder compará-lo com os valores obtidos nos ensaios realizados com as estruturas modelo, foi realizado um ensaio do solo recorrendo a um permeâmetro.

O solo foi introduzido no equipamento de volume conhecido, o líquido percolante (neste caso água) começou a ser introduzido numa das extremidades do cilindro tubular que continha o solo. Dada a baixa permeabilidade do solo em causa, no decorrer do ensaio, mesmo com todos os cuidados para selar o equipamento, a tampa localizada na extremidade onde a água estava a ser introduzida, descolou-se com o excesso de pressão localizada. Outras tentativas foram feitas e o problema manteve-se não sendo assim possível a quantificação do valor do coeficiente de permeabilidade por meio deste tipo de ensaio. São apresentados na Figura 19 as componentes constituintes do permeâmetro utilizado.

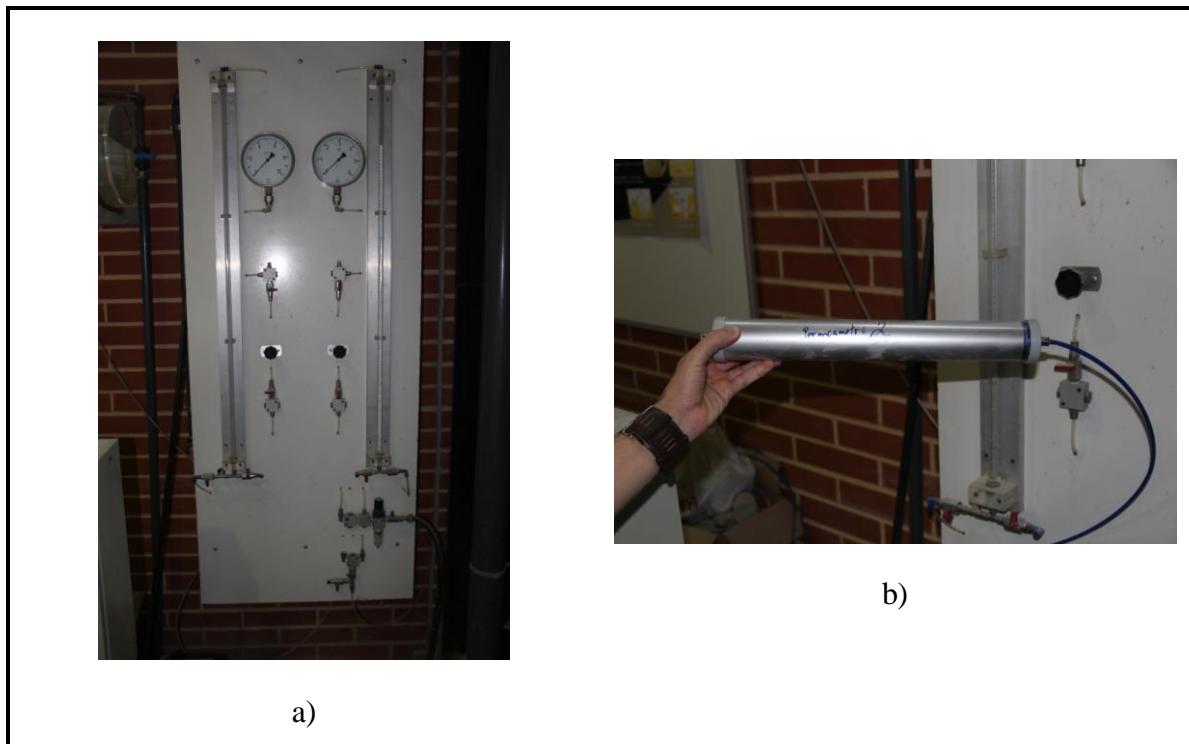


Figura 19. Elementos constituintes do permeâmetro: a) Quadro regulador da pressão de entrada da água; b) Fotografia do cilindro tubular onde o solo introduzido é atravessado pela água.

4.3. Ensaio no canal hidráulico

As estruturas construídas pretenderam contribuir para o conhecimento sobre o comportamento da solução para os muros das marinhas da Ria de Aveiro, de solo fino reforçado com geossintéticos em estudo. Como base recorreu-se à solução proposta por Carlos (2011a).

Os diferentes ensaios realizados podem ser agrupados em dois grupos: 1) ensaios de permeabilidade e 2) ensaios erosivos. Os ensaios de permeabilidade pretendiam verificar o comportamento das diferentes soluções face a infiltração da água, nomeadamente avaliar o tempo que demoraria para que a água atravessasse a estrutura modelo e também definir de que forma este processo acontecia. Já os ensaios erosivos tinham como objetivo verificar a resistência das diferentes soluções face às ações erosivas presentes na Ria de Aveiro, ações essas provenientes tanto do escoamento normal, como em situações de cheias extremas.

4.3.1. Ensaios de Permeabilidade

4.3.1.1. Objetivos

Uma das opções tomadas durante o planeamento dos ensaios a serem realizados neste estudo foi a realização de ensaios de permeabilidade para as diferentes soluções planificadas. Pretendia-se quantificar o tempo necessário para que a água atravessasse uma parcela de dimensão conhecida do muro, de forma a conseguir extrapolar este valor para as construções de dimensão real. Importa realçar que os resultados obtidos com estes ensaios fornecem valores para uma permeabilidade média e macroscópica, visto que no interior do solo existem diversos picos de velocidades.

Outro fator estudado foi a hipótese de os diferentes geossintéticos propiciarem uma ponte para a passagem da água entre as faces opostas do muro. Neste sentido uma das características a observar foi a distribuição geométrica assumida pela água (nomeadamente a superfície livre) quando se infiltrava no muro, para desta forma realizar uma análise qualitativa sobre a funcionalidade de todas as diferentes soluções apresentadas.

As diversas soluções possuíam a mesma geometria e o mesmo espaçamento entre reforços, variando somente o tipo de reforço utilizado.

4.3.1.2. Procedimento

Uma série de procedimentos foram efetuados durante a realização dos ensaios de permeabilidade. A listagem destes procedimentos fornece uma mais-valia na visualização das etapas do processo construtivo e de experimentação. De seguida apresentam-se os procedimentos efetuados organizados e ilustrados cronologicamente:

- Desagregação do solo que se encontrava com um valor de teor em água próximo de 14% e instalação dos elementos de cofragem no canal hidráulico, Figura 20;
- Introdução e compactação de uma camada com altura de cerca de 4 cm de solo no fundo do canal, o objetivo desta camada é simular o solo de fundação e evitar que se crie uma interface de contato entre o geossintético e o vidro existente no fundo do canal;
- Aplicação do geossintético sobre a camada de fundo e fixação do mesmo nas placas de cofragem (apenas para facilitar o procedimento de colocação espalhamento, compactação do solo). Desta forma quando o solo de preenchimento era introduzido, o geossintético era esticado (sem ser tracionado excessivamente), Figura 21;

- Introdução do solo para preenchimento do muro. Este processo foi separado em três fases iguais. Para a construção de uma camada com 30 cm de espessura foram realizadas três camadas, com 10 cm de espessura cada. Começou-se por despejar o solo até que se obtinha uma altura de cerca de 12 cm antes da compactação, esta camada era nivelada e dava-se início às sequências de compactação. Foram realizadas 5 sequências por cada camada e no fim a espessura da camada compactada deveria medir aproximadamente 10 cm. O mesmo procedimento foi repetido para a segunda e terceira camadas, Figura 22;
- O geossintético que estava afixado as placas de cofragem era solto, o restante era dobrado por cima da última camada compactada, Figura 23;
- Colocação de uma nova camada de geossintético para desta forma simular a interação existente entre camadas de reforço consecutivas, Figura 24;
- Introdução de mais uma camada de solo para preenchimento, neste caso como é possível observar na Figura 24, devido as limitações da altura do canal não era possível realizar outra camada com 30 cm de espessura. Assim, a espessura da camada superior era meramente representativa e tinha cerca de 8 cm;
- Após a construção do muro os elementos de cofragem eram retirados e seguidamente eram aplicados no topo do muro 8 blocos de betão normalizados juntamente com 2 sacos de cimento pesando 35 kg cada, com o objetivo de simular o peso existente das camadas superiores, Figura 25;
- Introdução de água de um dos lados do muro. O nível da água foi continuamente elevado até se atingir a cota situada a meio da segunda camada reforçada. Desta forma foi possível estudar a interface solo/geossintético existente no fundo do modelo e também a interface geossintético/geossintético existente na camada superior, Figura 26;
- Quando o nível de água pretendido era obtido, marcava-se a sua posição e conforme a água ia sendo absorvida pelo muro, este nível ia sendo repostado de forma a tentar garantir a mesma coluna de água durante todo o ensaio;
- Observava-se a configuração geométrica da infiltração da água no solo, era feito um registo fotográfico contínuo e o ensaio decorria por um tempo definido de 6 horas, Figura 27;
- No momento que a água comesse a sair na face oposta do muro (Figura 28), registava-se o tempo e assumia-se este como o tempo a utilizar para o cálculo do coeficiente de permeabilidade da solução;

- Após a conclusão do ensaio, o muro era removido e o solo era espalhado no piso do laboratório para arejamento, visto encontrar-se com um teor em água bastante superior ao seu valor quando introduzido no canal, Figura 29. O canal era limpo e tudo era preparado para a realização do próximo ensaio.



Figura 20. Processo de desagregação do solo: a) Ilustração do solo desagregado; b) Selagem dos recipientes onde se encontra armazenado o solo para desta forma manter o seu teor em água.



Figura 21. Aplicação e fixação dos geossintéticos: a) Exemplo de aplicação do Geocompósito (GCR); b) Exemplo de aplicação da solução mista (GGR+GTX).

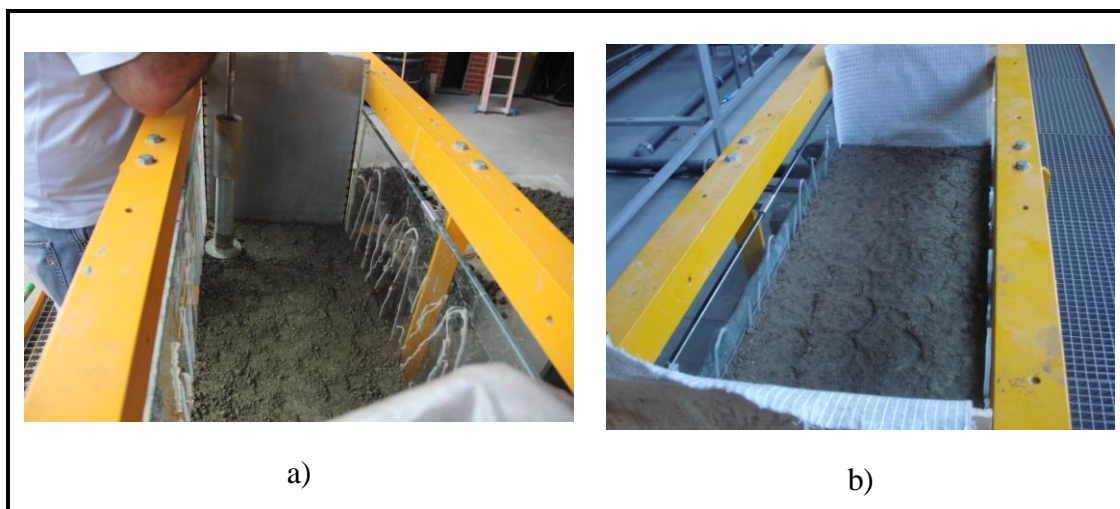


Figura 22. Preenchimento das camadas reforçadas: a) Compactação da primeira camada de 10 cm de espessura; b) Resultado final da ultima camada com 10 cm de espessura, totalizando a espessura real da camada igual a 30 cm.



Figura 23. Exemplo de dobragem do geossintético após construção da camada.

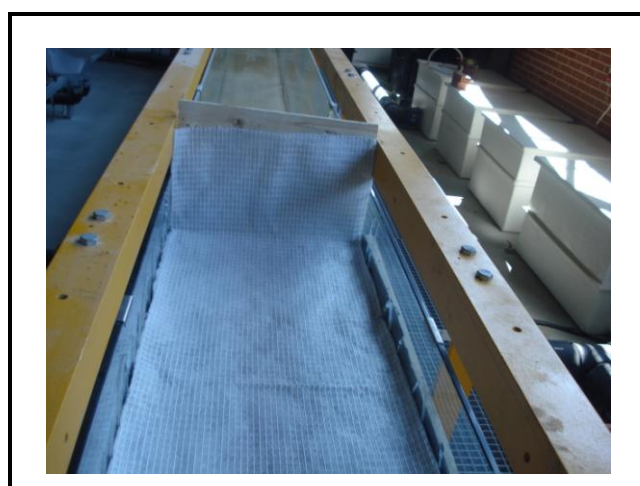


Figura 24. Exemplo da colocação do geossintético para a camada reforçada superior.



Figura 25. Ilustrações referentes a dois exemplos dos modelos dos muros totalmente construídos e com o carregamento aplicado: a) Solução com Geocompósito (GCR); b) Solução mista (GGR+GTX).



Figura 26. Início da subida do nível da água em uma das faces do muro, exemplo da Solução com Geogrelha (GGR).



Figura 27. Realce da configuração assumida pela água durante a infiltração do muro, exemplo da solução mista (GGR+GTX).



Figura 28. Imagens ilustrativas da saída da água na face oposta do muro: a) Solução com Geogrelha (GGR); b) Muro constituído só por solo.



Figura 29. Fotografia de um modelo ao final do ensaio após a retirada da água, exemplo de um muro realizado somente por solo.

4.3.1.3. Observações efetuadas

No decorrer dos ensaios foram retirados apontamentos referentes às alterações observadas nos modelos e ao comportamento geral das soluções. Foi feito um registo fotográfico contínuo e realçados os principais fenómenos ocorridos. Para este tipo de ensaios as características condicionantes são as relativas ao comportamento hidráulico das diversas soluções.

Para os ensaios de permeabilidade foram utilizadas três soluções de reforço distintas, sendo cada uma delas composta por um ou mais geossintéticos diferentes. Além das três soluções de reforço referidas, foi realizado também um ensaio de permeabilidade a um modelo com as mesmas dimensões, porém, composto somente por solo. Os modelos foram construídos de acordo com os procedimentos referidos na secção 6.2.1.2. Considerou-se que o início do ensaio correspondia ao instante em que a bomba era ligada e a água começava a entrar no canal. Para a introdução de água no canal utilizou-se a velocidade mais baixa da bomba com o intuito de minimizar o impacto da água no modelo.

Assim sendo, seguidamente apresentam-se de forma esquemática as principais observações efetuadas no âmbito hidráulico, separadas de acordo com o tipo de reforço utilizado:

- Geocompósito (GCR): Cerca de 5 min após o início do enchimento a água encontrava-se ao nível desejado, a meio da camada superior, foi então fechada uma válvula existente a saída da bomba para que não houvesse risco de recuo da água.

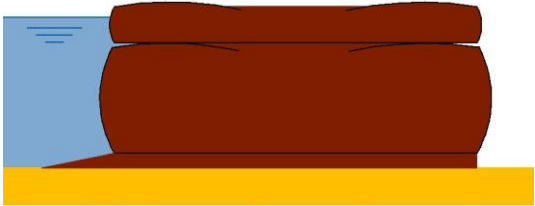

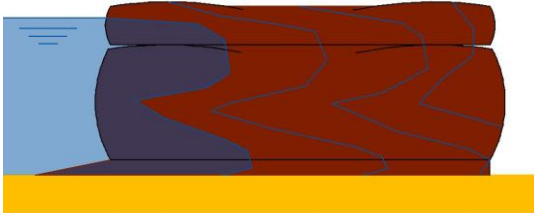
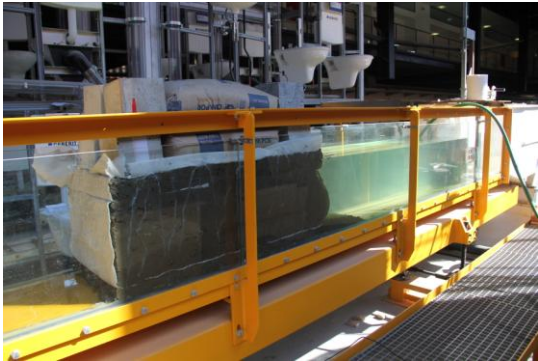
Quanto à evolução da configuração assumida pela água quando se infiltrava no muro, observou-se que o geossintético funcionou como uma ponte para a passagem da água através do modelo, este fenómeno foi observado tanto na parte inferior da camada como na parte superior, ou seja, a água infiltrava-se mais rapidamente pelo geossintético, enquanto o avanço da água através do solo era feito de forma mais lenta. Este fenómeno manteve-se até ao momento em que se deu o ensaio como concluído. Na Tabela 11 é possível visualizar através de linhas de cor azul, a configuração assumida pela água para diversos instantes aquando do avanço através do modelo.

A construção do modelo foi feita com recurso a cofragens fixas, resultando em um modelo em que as camadas sobrepostas possuíam o mesmo comprimento, sendo assim diferente da solução tradicional com geometria escalonada. Com a infiltração da água através do muro, o solo de enchimento das camadas foi sendo solto e no decorrer do ensaio a face do muro que inicialmente era vertical, assumiu uma geometria curva resultante da deformação deste solo. Não houve perda de material significativa pois o material que era libertado permanecia contido pelo geossintético.

Registou-se o momento em que a água atravessou todo o muro e começou a escorrer na face oposta, sendo para esta solução 4 horas e 45 minutos após o início do ensaio.

A representação gráfica e ilustrativa das observações efetuadas é esquematizada na Tabela 11.

Tabela 11. Ensaio de permeabilidade - Quadro resumo das observações efetuadas para a solução GCR.

| Designação da solução | GCR |
|--|--|
| Representação esquemática |  |
| Fotografia inicial do modelo |  |
| Evolução da configuração assumida pela água quando se infiltra no muro |  |
| Fotografia final do modelo |  |
| Tempo necessário para a água atravessar o modelo | 4h 45min |

- Geogrelha (GGR): Relativamente à evolução da configuração assumida pela água, não se observou uma convergência direta através do geossintético na parte superior da camada reforçada, havendo sim na parte inferior um pequeno avanço da água através do geossintético. Este fenómeno manteve-se até ao momento em que se deu o ensaio como concluído.

Na Tabela 12 é possível visualizar através de linhas de cor azul, a configuração assumida pela água para diversos instantes aquando do avanço através do modelo.

Desde o início do ensaio o solo tendia a soltar-se pelos orifícios da geogrelha, resultando em uma perda de material junto à face do muro. Esta constante perda de material fez com que o geossintético deixasse de ficar esticado. A erosão exercida na face do muro deu origem a uma deposição de material significativa na parte inferior da mesma.

Registou-se o momento em que a água atravessou todo o muro e começou a escorrer na face oposta, sendo para esta solução 1 hora e 50 minutos após o início do ensaio.

A representação gráfica e ilustrativa das observações efetuadas é esquematizada na Tabela 12.

Tabela 12. Ensaio de permeabilidade - Quadro resumo das observações efetuadas para a solução GGR.

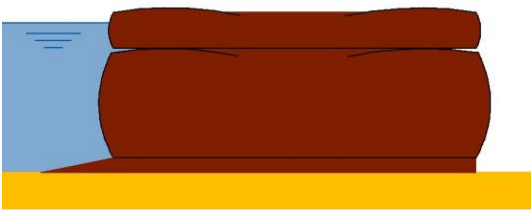

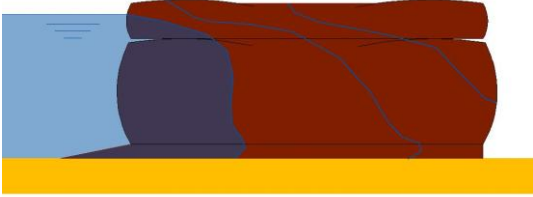

| Designação da solução | GGR |
|------------------------------|--|
| Representação esquemática |  |
| Fotografia inicial do modelo |  |

Tabela 12. Ensaio de permeabilidade - Quadro resumo das observações efetuadas para a solução GGR, (continuação).

| | |
|---|--|
| <p>Evolução da configuração assumida pela água quando se infiltra no muro</p> |  |
| <p>Fotografia final do modelo</p> |  |
| <p>Tempo necessário para a água atravessar o modelo</p> | <p>1h 50min</p> |

- Solução mista (GGR+GTX): Relativamente à configuração assumida na infiltração, observa-se que a água convergia para os geossintéticos situados na zona inferior da camada reforçada. A água também se infiltrava com facilidade na zona central do muro, mais propriamente na fronteira entre as camadas de solo compactado.

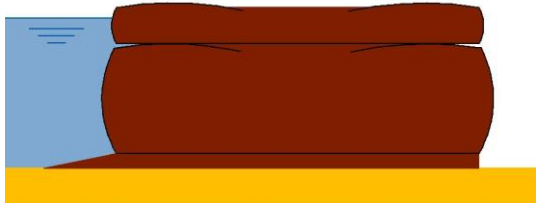



No início a infiltração pela fronteira entre as camadas de solo compactado era mais condicionante do que pelo geossintético, porém, no decorrer do ensaio houve uma diminuição da quantidade de água que atravessava o solo de preenchimento, passando a ser o geossintético a principal ponte para a passagem da água.

Na Tabela 13 é possível visualizar através de linhas de cor azul, a configuração assumida pela água para diversos instantes aquando do avanço através do modelo.

A combinação dos dois geossintéticos fez com que a erosão existente na face do muro fosse mínima (em relação às restantes soluções analisadas), o pouco material que era solto mantinha-se confinado, dando origem a uma configuração curva da camada reforçada.

Registou-se o momento em que a água atravessou todo o muro e começou a escorrer na face oposta, sendo para esta solução 7 horas após o início do ensaio. A representação gráfica e ilustrativa das observações efetuadas é esquematizada na Tabela 13.

Tabela 13. Ensaio de permeabilidade - Quadro resumo das observações efetuadas para a solução GGR+GTX.

| Designação da solução | GGR+GTX |
|--|--|
| Representação esquemática |  |
| Fotografia inicial do modelo |  |
| Evolução da configuração assumida pela água quando se infiltra no muro |  |
| Fotografia final do modelo |  |
| Tempo necessário para a água atravessar o modelo | 7h |

- Solução não reforçada (SOLO): Neste caso a infiltração possuía uma configuração em que apenas era observado um abaixamento do nível da água conforme esta avançava para o interior do muro. Este fenómeno deveu-se à perda de carga hidráulica existente no processo de atravessamento do muro, fenómeno existente em todos os ensaios. No entanto, nas outras soluções os geossintéticos alteravam a configuração assumida pela água durante a infiltração fornecendo caminhos preferenciais para a passagem da água.

O facto de não haver qualquer reforço faz com que exista uma erosão muito intensa junto a face do muro, resultando em uma deposição significativa de material junto a base.

Registou-se o momento em que a água atravessou todo o muro e começou a escorrer na face oposta, sendo para esta solução 4 horas após o início do ensaio.

A representação gráfica e ilustrativa das observações efetuadas é esquematizada na Tabela 14.

Tabela 14. Ensaio de permeabilidade - Quadro resumo das observações efetuadas para o modelo composto somente por solo.





| Designação da solução | SOLO |
|--|--|
| Representação esquemática |  |
| Fotografia inicial do modelo |  |
| Evolução da configuração assumida pela água quando se infiltra no muro |  |

Tabela 14. Ensaio de permeabilidade - Quadro resumo das observações efetuadas para o modelo composto somente por solo, (continuação).

| | |
|--|--|
| Fotografia final do modelo |  |
| Tempo necessário para a água atravessar o modelo | 4h |

4.3.1.4. Resultados obtidos

Analisando as observações que foram efetuadas é possível realizar uma apreciação comparativa das diversas soluções estudadas, com o intuito de determinar qualitativamente a solução com a melhor resposta neste ensaio. Com os parâmetros recolhidos nas experiências efetuadas foi ainda possível determinar a velocidade de passagem da água, designada por k coeficiente de permeabilidade e igual à distância percorrida pela água a dividir pelo tempo que demorou a passar pelo modelo (em m/s), assumindo que o escoamento se dá essencialmente na horizontal em todos os modelos.

Na Tabela 15 são apresentados os valores dos coeficientes de permeabilidade determinados nos ensaios dos modelos realizados no canal hidráulico para as diversas soluções, tendo em consideração que estes são valores globais referentes ao conjunto de materiais que constituem cada uma das soluções, sendo: d , distância percorrida pela água; t , tempo que a água demorou a atravessar o modelo e k , coeficiente de permeabilidade.

Tabela 15. Coeficientes de permeabilidade das diversas soluções estudadas.

| Designação da solução | d (m) | t (s) | k (m/s) |
|-----------------------|---------|----------|------------------------|
| GCR | 1,00 | 17100,00 | $5,85 \times 10^{-5}$ |
| GGR | | 6660,00 | $15,02 \times 10^{-5}$ |
| GGR+GTX | | 25200,00 | $3,97 \times 10^{-5}$ |
| SOLO | | 14400,00 | $6,95 \times 10^{-5}$ |

Da análise da Tabela 15 é possível verificar que a solução que oferece uma permeabilidade maior é a GGR, por sua vez a menos permeável é a solução GGR+GTX, seguida da solução GCR. Note-se que a utilização da GGR levou a um conjunto mais permeável do que a solução (SOLO), ao contrário do que aconteceu com as restantes soluções reforçadas.

O modelo construído só em solo é o que mais se assemelha em termos construtivos ao modelo em que é aplicada a geogrelha, embora com menor permeabilidade. No caso da solução GGR as aberturas constituintes deste geossintético possibilitam que haja contato entre o solo situado acima e abaixo do reforço. Por sua vez, o geossintético é aplicado entre duas camadas de solo compactadas de forma independente, criando nesse contato uma irregularidade e conseqüentemente uma zona com descontinuidades. O solo ao ser colocado sobre a geogrelha não consegue ocupar todos os espaços existentes nas aberturas e criam-se vazios. De facto a introdução desta alteração, que visualmente parecia ter pouca influência no comportamento do muro, foi responsável por um aumento de 116 % da permeabilidade em relação à solução só com solo.

Por outro lado o modelo construído com a solução mista, difere do modelo em que foi utilizada a geogrelha apenas pela introdução de duas camadas de geotêxtil junto às faces. Esta alteração resultou em uma redução de 74 % no valor da permeabilidade da solução mista relativamente ao modelo em que se utilizou a geogrelha e numa redução de 43 % em relação à solução não reforçada.

A solução com GCR apresenta uma redução do coeficiente de permeabilidade de 16 % em relação à solução SOLO.

A utilização do geocompósito e a solução mista são as únicas situações onde existe uma barreira física que separa o solo que se encontra acima do reforço com o que se encontra por baixo. Outra particularidade é o facto de estas duas soluções mobilizarem cada uma delas, duas permeabilidades diferentes do material de reforço: perpendicular ao plano (nas faces da estrutura) e no plano (ao longo da zona horizontal do reforço). Estas são as soluções com valores do coeficiente de permeabilidade mais baixos, isto é, que oferecem maior resistência à passagem da água.

A forma como a compactação é realizada é uma condicionante muito grande para os resultados que foram obtidos. A compactação por impacto aplica energia ao terreno que é dissipada ao longo da sua profundidade. Por norma, para as camadas compactadas com 10 cm de espessura conforme foi definido, a metade superior estará melhor compactada comparativamente com a metade inferior. É importante referir que os reforços são aplicados entre camadas compactadas, visto que é construída e compactada a camada de fundação,

seguidamente é aplicado o geossintético e por fim é introduzido mais solo que será novamente compactado. Na vizinhança do geossintético há por baixo, uma camada de solo com um grau de compactação superior ao da camada localizada por cima, resultando em um efeito de passagem da água superior através dos elementos menos compactados. É ainda importante referir que a geogrelha não possui uma espessura homogénea, já que os nós entre barras de ligação possuem uma espessura um pouco superior relativamente às barras que a constituem, condicionando ainda mais a existência de vazios na zona do reforço.

Da análise referente à configuração assumida pela água quando infiltrada nos muros, concluiu-se que os geossintéticos constituem um caminho preferencial para a passagem da água através do muro. No caso da solução em que se utilizou o geocompósito este fenómeno é bastante evidente já que tanto o reforço superior como o inferior conduziam a água com maior velocidade do que a zona central do modelo (constituída só por solo).

A solução combinada da geogrelha com o geotêxtil, também revelou alguma facilidade à passagem da água, porém este fenómeno incidiu com maior intensidade no reforço inferior e também nas fronteiras entre camadas compactadas.

4.3.2. Ensaios de Galgamento

4.3.2.1. Objetivos

O galgamento por definição consiste em um fenómeno caracterizado pelo transporte de massa de água sobre o coroamento de uma estrutura marítima. De acordo com Coelho *et al.* (2008) a influência da maré é um fator que deve ser levado em conta no dimensionamento dos muros das marinhas da Ria de Aveiro, visto que está relacionada com os impulsos provenientes da água sobre o paramento do muro e também com os impulsos sobre a base do muro. A maré influencia também a cota de coroamento dos muros já que para um bom funcionamento da estrutura o muro não deve ser galgado.

No entanto, apesar de o dimensionamento exigir a determinação de uma cota de coroamento para a qual o fenómeno do galgamento seja pouco provável, uma das opções tomadas durante o planeamento dos ensaios foi a realização de ensaios que simulassem o galgamento, de forma a tentar perceber a resposta das soluções estudadas a este tipo de solicitação.

Assumindo um correto dimensionamento do muro e definição de uma cota de coroamento suficiente para que o muro não seja galgado pela água, a realização dos ensaios

de galgamento tem como objetivo simular situações de temporais ou cheias extremas, com o objetivo de estudar o comportamento das estruturas reforçadas face a estas ações.

4.3.2.2. Procedimento

Uma série de procedimentos foram efetuados durante a construção e realização dos ensaios de galgamento. De seguida são apresentados os procedimentos efetuados na construção dos muros, organizados e ilustrados cronologicamente:

- Desagregação do solo que se encontrava com um valor de teor em água próximo de 14% e instalação dos elementos de cofragem no canal hidráulico, este procedimento é análogo ao realizado no ensaio de permeabilidade e ilustra-se na Figura 20.
- Introdução e compactação de uma camada com altura de cerca de 4 cm de solo no fundo do canal, o objetivo desta camada é evitar que se crie uma interface de contato entre o geossintético e o vidro existente no fundo do canal;
- Colocação do geossintético sobre a camada de fundo e fixação do mesmo nas placas de cofragem (apenas para facilitar o procedimento de colocação espalhamento, compactação do solo). Desta forma quando o solo de preenchimento é introduzido, o geossintético é esticado (sem ser tracionado excessivamente), conforme ilustrado na Figura 21;
- Devido a limitação da altura do canal, a camada reforçada foi construída com cerca de 25 cm de espessura, de modo a que a altura do canal seja suficiente para a transposição da água pelo muro. Assim, a introdução do solo para preenchimento do muro consistiu em um processo separado em três parcelas iguais. Para a construção de uma camada com cerca de 25 cm de espessura foram realizadas três camadas com 8,5 cm de espessura cada. Começou-se por despejar o solo até que se obtinha uma altura de cerca de 10,5 cm antes da compactação, esta camada era nivelada e dava-se início às sequências de compactação. Foram realizadas 5 sequências por cada camada e no fim a espessura da camada compactada deveria medir cerca de 8 cm. O mesmo procedimento foi repetido para a segunda e terceira camadas, Figura 30;
- O geossintético que estava fixado nas placas de cofragem era solto, o restante era dobrado por cima da última camada compactada.
- Por cima da camada reforçada foi ainda construída uma camada de solo com cerca de 6 cm a fazer o recobrimento do reforço. Na realidade esta camada pretende reproduzir o capelo de lama da solução tradicional. Além disso, na

estrutura real esta camada deve possuir uma espessura muito superior, pois é a zona onde irão circular as máquinas de movimentos de terras durante a construção dos muros e também os meios de transporte de sal. As limitações resultantes da altura do canal não permitiram que fosse construída uma espessura superior.

- Após a construção do muro eram retirados os elementos de cofragem. Por se tratar da camada do topo, não foi aplicada nenhuma carga sobre o muro. São apresentados na Figura 31 alguns exemplos dos muros finalizados.
- A bombagem era ligada na posição 3/4 fornecendo uma velocidade do escoamento igual a 0,33 m/s. Esta era a maior velocidade possível de ser obtida no canal hidráulico sem que houvesse transbordamento. O nível da água subia até galgar o muro, exercendo neste uma ação erosiva, Figura 32.
- A ação erosiva exercida pela água que galgava o muro fez com que a camada de recobrimento fosse erodida. O ensaio considerava-se terminado quando a erosão da camada de recobrimento fazia com que o geossintético se soltasse, pois a partir desse instante a solução já não possuía as características necessárias para resistir as ações erosivas. O objetivo deste ensaio era avaliar o comportamento das diferentes soluções reforçadas como um todo. Na Figura 33 é apresentado um exemplo de um muro não reforçado após a conclusão do ensaio.
- Após a conclusão do ensaio, o muro era removido e o solo que o constituía era espalhado no piso do laboratório para arejamento, visto encontrar-se com um teor em água bastante superior ao seu valor quando introduzido no canal. O canal era limpo e tudo era preparado para a realização do próximo ensaio.



Figura 30. Preenchimento da camada reforçada no modelo construído para o galgamento.

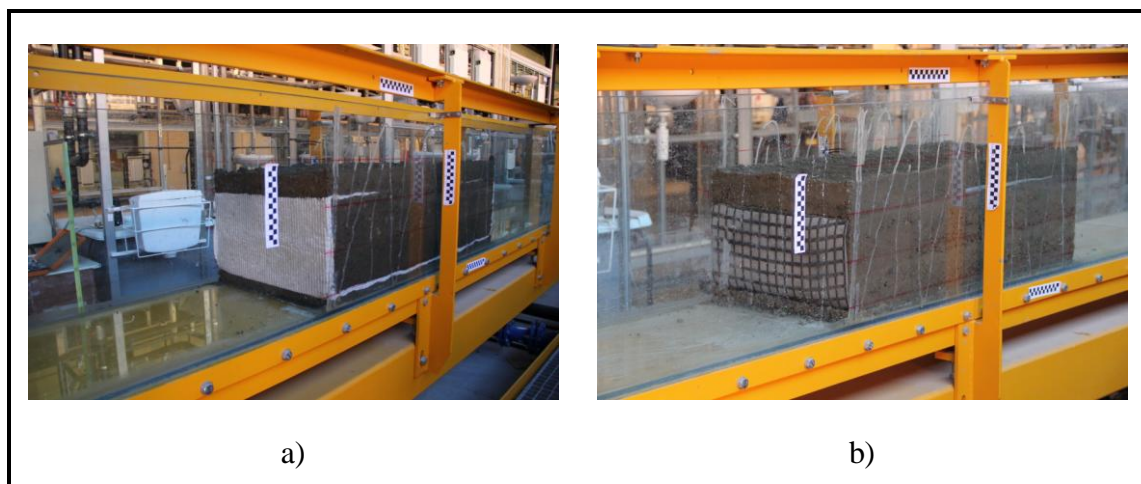


Figura 31. Modelos construídos para os ensaios de galgamento: a) Solução GCR; b) Solução GGR+GTX.

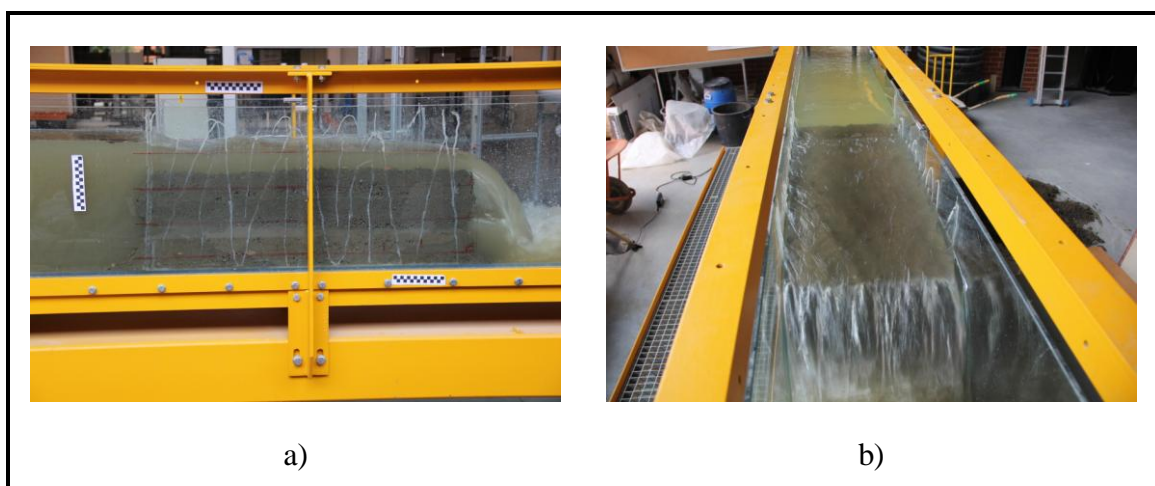


Figura 32. Galgamento: a) Vista lateral; b) Vista superior.



Figura 33. Resultado obtido após conclusão do ensaio de galgamento, exemplo de um muro construído só em solo.

4.3.2.3. Observações efetuadas

No decorrer dos ensaios foram retirados apontamentos referentes às alterações observadas nos modelos e ao comportamento geral das soluções. Foi feito um registo fotográfico contínuo e realçados os principais fenómenos ocorridos. Para este tipo de ensaios as características condicionantes eram relativas ao comportamento erosivo das diversas soluções. Assim sendo, seguidamente são apresentadas de forma esquemática as principais observações efetuadas, separadas de acordo com o tipo de reforço utilizado.

Para os ensaios de galgamento foram utilizadas três soluções de reforço distintas, sendo cada uma delas composta por um ou mais geossintéticos diferentes. Além disso foi testada uma estrutura de referência, não reforçada. As principais observações registadas foram:

- Geocompósito (GCR): Desde o início do ensaio ocorreu tanto a montante como a jusante do modelo, uma erosão localizada nos vértices superiores, dando origem a uma geometria curva nas extremidades do topo.

À medida que a água galgava o muro formou-se na face situada a jusante uma configuração de queda da água, dando origem a uma turbulência que atingia a base do muro. Com a incidência da água proveniente da queda, o muro foi alvo de ações de desgaste que fizeram com que o geossintético ficasse folgado nesta zona. Consequentemente, com a erosão do solo existente junto a base do muro, o material situado por cima da zona desgastada começou a ceder lentamente, sendo posteriormente retido pelo geossintético. O fenómeno turbulento observado é apresentado na Figura 34.



Figura 34. Ensaio de galgamento - Pormenor da turbulência originada pela queda de água a jusante do muro.

A erosão exercida pelo transporte de massa de água sobre o muro foi de tal forma intensa que a camada de recobrimento começou a ser totalmente erodida e transportada pela água. O fenómeno de arrastamento da camada de solo superior condicionou o desenvolvimento do ensaio, na medida que quando esta camada era totalmente erodida, o geossintético se soltava deixando de exercer as suas funções e alterando a configuração da solução estudada.

O ensaio foi dado como terminado 1 hora e 50 minutos após ter sido iniciado, momento em que o geossintético veio a soltar-se. A partir deste instante não estaria a ser avaliado o comportamento de um muro reforçado com geossintéticos.

A representação gráfica e ilustrativa das observações efetuadas é esquematizada na Tabela 16.

Tabela 16. Ensaio de galgamento - Quadro resumo das observações efetuadas para a solução GCR.

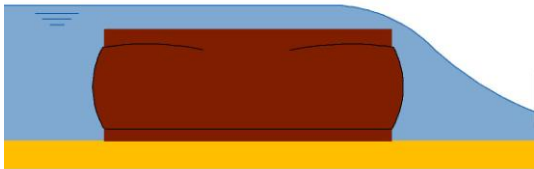

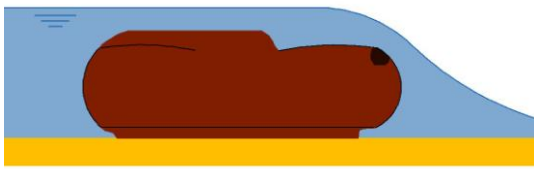

| Designação da solução | GCR |
|-----------------------------------|--|
| Representação esquemática inicial |  |
| Fotografia inicial do modelo |  |
| Representação esquemática final |  |

Tabela 16. Ensaio de galgamento - Quadro resumo das observações efetuadas para a solução GCR, (continuação).

| | |
|--|--|
| Fotografia final do modelo |  |
| Tempo de ensaio decorrido até a rotura | 1h 50min |

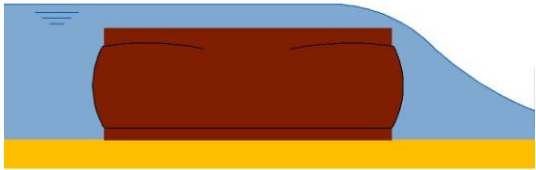

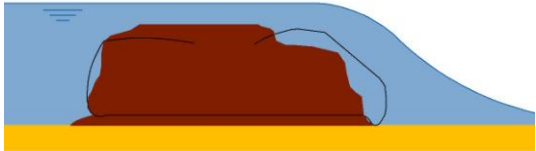

- Geogrelha (GGR): Imediatamente após o início do ensaio o desgaste sofrido pelo muro revelou-se bastante intenso, o solo de preenchimento da camada reforçada passava por entre as aberturas da geogrelha e com isso a geometria do muro ia sendo alterada rapidamente.

Inicialmente a camada de recobrimento sofreu deformações junto aos vértices superiores, dando origem a uma geometria curva nas extremidades do topo do modelo. Durante o decorrer do ensaio a camada de recobrimento tendia a ser erodida no sentido de jusante para montante do escoamento (mais intensa na parte de trás do muro onde ocorria a queda da água), sendo transportada pela massa de água circulante.

O material que era removido da face de montante do muro depositava-se junto à base, formando um depósito de solo com volume considerável. Cerca de 2 horas após o início do ensaio a camada de recobrimento situada na parte de trás do modelo foi completamente erodida e o geossintético soltou-se, tendo sido dado o ensaio como concluído.

A representação gráfica e ilustrativa das observações efetuadas é esquematizada na Tabela 17.

Tabela 17. Ensaio de galgamento - Quadro resumo das observações efetuadas para a solução GGR.

| Designação da solução | GGR |
|--|--|
| Representação esquemática inicial |  |
| Fotografia inicial do modelo |  |
| Representação esquemática final |  |
| Fotografia final do modelo |  |
| Tempo de ensaio decorrido até a rotura | 2h |

- Solução mista (GGR+GTX): Inicialmente observava-se deformação na geometria da camada reforçada, no momento em que ocorria a erosão inicial do solo o reforço oferecia retenção, dando origem à forma arredondada da camada reforçada que lhe era característica, este processo manteve-se durante o decorrer do ensaio, sendo praticamente nulo o volume de material libertado da camada reforçada.

A erosão na camada de recobrimento observada era intensa e ocorria a uma velocidade maior, comparativamente com os ensaios anteriores. O ensaio foi dado como terminado 45 minutos após ter sido iniciado, momento em que o geossintético se soltou.

A representação gráfica e ilustrativa das observações efetuadas é esquematizada na Tabela 18.

Tabela 18. Ensaio de galgamento - Quadro resumo das observações efetuadas para a solução GGR+GTX.

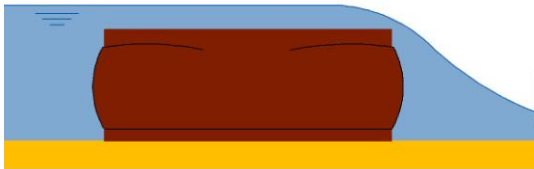

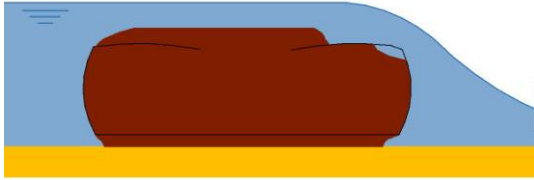

| Designação da solução | GGR+GTX |
|-----------------------------------|--|
| Representação esquemática inicial |  |
| Fotografia inicial do modelo |  |
| Representação esquemática final |  |

Tabela 18. Ensaio de galgamento - Quadro resumo das observações efetuadas para a solução GGR+GTX, (continuação).

| | |
|--|--|
| Fotografia final do modelo |  |
| Tempo de ensaio decorrido até a rotura | 45min |

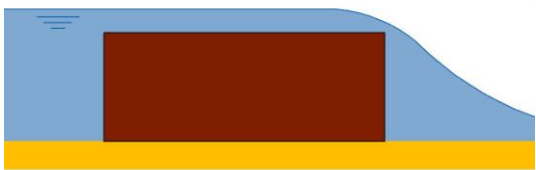
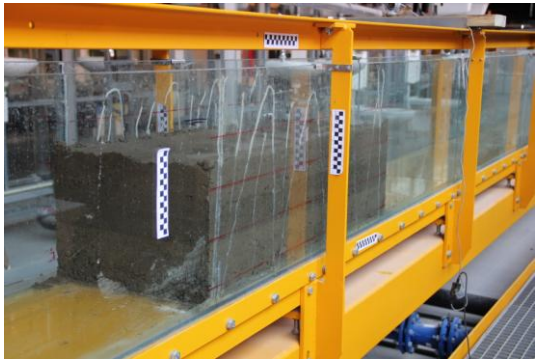


- Solução não reforçada (SOLO): Existiu uma grande componente erosiva, tanto na parte de montante (mais incidente na zona superior), quanto na parte de jusante. Esta última tinha mais incidência na parte de baixo, onde o vórtice formado pela queda de água atingia o muro. A parte de cima não era tão erodida pois a água, ao passar por cima do muro, criava uma crista, não havendo contato de água com a zona jusante superior do muro. Contudo, com a erosão da zona inferior, as camadas acima tendiam a colapsar.

Durante o ensaio a água tornava-se bastante turva, com bastante material sólido em suspensão. Além disso, na parte superior do muro era possível observar as partículas, com dimensões variadas, a serem removidas.

Decorridas cerca de 2 horas e 30 minutos de ensaio, deu-se como concluída a experiência. Era possível constatar uma significativa perda de volume do muro, principalmente na face localizada a jusante do escoamento.

A representação gráfica e ilustrativa das observações efetuadas é esquematizada na Tabela 19.

Tabela 19. Ensaio de galgamento - Quadro resumo das observações efetuadas para o modelo composto somente por solo.

| Designação da solução | SOLO |
|--|--|
| Representação esquemática inicial |  |
| Fotografia inicial do modelo |  |
| Representação esquemática final |  |
| Fotografia final do modelo |  |
| Tempo de ensaio decorrido até a rotura | 2h 30min |

4.3.2.4. Resultados obtidos

Importa referenciar que em todos os ensaios de galgamento a erosão da camada de sobreposição não ocorreu de forma homogênea ao longo dos 40 cm de comprimento do muro (largura do canal). Um dos lados da face de jusante do muro (lado direito observado na Figura 35) sofreu um desgaste muito superior comparativamente com o lado esquerdo da mesma figura.



Figura 35. Ensaio de galgamento - Erosão diferencial da camada de sobreposição.

A fragilização desta zona relativamente ao resto do muro era provavelmente implementada no processo de compactação. De facto, a posição corporal do executante durante as sequências de pancadas realizadas na compactação pode ter interferido no processo. Para compactar o lado direito do muro o executante (que se encontra posicionado junto ao lado esquerdo do mesmo, Figura 35) tinha que manter o corpo projetado para frente e os braços esticados, com o processo repetitivo e o cansaço associado, existia uma tendência de puxar o braço do pilão compactador para junto do corpo e desta forma, ao invés de as forças de impacto serem transmitidas para a profundidade do solo, estas eram direcionadas para o vidro do canal tornando o processo de compactação menos intenso e consequentemente dando origem a fragilidades na estrutura.

As camadas de silicone introduzidas no canal podem também ser uma possível causa para o fenómeno da erosão diferencial. Existiam mais linhas de silicone do lado esquerdo referente a Figura 35, fornecendo ao muro uma maior aderência nesta zona comparativamente com o lado oposto.

Para além da ocorrência de erosão diferencial, foi possível observar em todas as soluções reforçadas ensaiadas, que a camada de sobreposição teve influência direta na definição dos limites do ensaio. Isto deve-se ao facto de quando esta camada sofria erosão, o geossintético acabava por ser soltar e a camada reforçada deixava de existir, declarando-se o

ensaio como terminado. Na estrutura real esta camada superior dos muros das marinhas deverá possuir uma maior espessura, impossível de realizar à pequena escala no canal hidráulico. Estes entraves encontrados possibilitaram concluir que para resistir a um possível galgamento, no caso de temporais ou cheias extremas, os muros devem possuir uma camada de sobreposição adequada, para deste modo o geossintético não ser exposto. Existem várias formas de tentar ultrapassar esta questão. Por exemplo, amarrando melhor o reforço, considerando um comprimento de amarração adequado, promovendo o crescimento de vegetação sobre a camada de recobrimento e sobre as paredes laterais das estruturas, pois esta lançará raízes ao solo, resultando em um conjunto mais resistente à erosão.

Na solução mista GGR+GTX foi observada uma erosão muito acelerada da camada de sobreposição. Conforme é apresentado no Anexo A.2 o teor em água do solo utilizado encontrava-se mais baixo que nos restantes ensaios, resultando em menor ligação entre as partículas constituintes do solo e consequentemente tornando a camada mais frágil.

A solução reforçada com a geogrelha (GGR) e a estrutura construída só em solo (SOLO) revelaram muito baixa resistência à erosão, este resultado era esperado visto que em ambas as soluções a água entra em contato direto com o solo, promovendo a remoção e transporte das suas partículas constituintes.

As soluções em que havia uma barreira física à passagem de solo na face da estrutura, isto é, os modelos que contemplavam a utilização do geocompósito (GCR) e da solução mista (GGR+GTX), forneceram resultados positivos até ser erodida a camada de recobrimento. O solo que era removido pela ação da água mantinha-se retido dentro da camada reforçada havendo assim uma deformação associada, porém sem haver perda de material. Apesar de a solução GGR ter mantido o geossintético preso por mais tempo, a perda de material verificada não permite que seja considerada uma solução adequada. O comportamento da camada reforçada em si só pode ser considerado satisfatório para as soluções GCR e GGR+GTX, sendo estes ensaios condicionados pela rápida erosão da camada de recobrimento, não sendo esta a observação procurada com este ensaio.

4.3.3. Ensaios de erosão lateral e frontal

4.3.3.1. Objetivos

Este ensaio teve como objetivo avaliar o grau de erosão dos muros das marinhas quando sujeitos à ação de um escoamento. Com isto pretendia-se simular as ações exercidas pela água na lateral dos muros das marinhas e também nos limites situados no final do seu

desenvolvimento. As observações prendem-se ao comportamento da camada reforçada mediante os diferentes tipos de reforços que são utilizados, com o intuito de concluir qual será a solução mais adequada face as condições ambientais da Ria de Aveiro.

Para estes ensaios foi construída uma nova peça para o conjunto dos elementos de cofragem, este novo elemento limita o comprimento do muro para o valor de 20 cm, ou seja, metade do que é possível construir no canal hidráulico. Os restantes 20 cm foram designados para que fosse permitida a passagem da água que dava origem às ações erosivas pretendidas.

A velocidade do escoamento utilizada para este ensaio foi de 0,33 m/s, conforme é apresentada na Tabela 10 para uma posição de bombagem 3/4. Este valor é válido para a área da secção do escoamento tendo em conta a largura total do canal. Quando existe uma redução da seção de escoamento na zona lateral do muro, ocorre um aumento pontual da velocidade do escoamento assumindo os seguintes valores médios para as diferentes soluções: Geocompósito (GCR), 0,72 m/s; geogrelha (GGR), 0,75 m/s; solução mista (GGR+GTX), 0,87 m/s e para a estrutura realizada somente por solo (SOLO), 0,67 m/s. A obtenção destes valores pode ser consultada no Anexo A.4.

4.3.3.2. Procedimentos

Uma série de procedimentos foram efetuados durante a construção e realização dos ensaios de erosão lateral e frontal. De seguida são apresentados os procedimentos efetuados na construção dos muros, organizados e ilustrados cronologicamente:

- Desagregação do solo que se encontrava com um valor de teor em água próximo de 14% e instalação dos elementos de cofragem no canal hidráulico, a configuração dos novos elementos de cofragem é apresentada na Figura 36.
- Introdução e compactação de uma camada com cerca de 2 cm de solo no fundo do canal, o objetivo desta camada era simular o solo de fundação e evitar que fosse criada uma interface de contato entre o geossintético e o vidro existente no fundo do canal;
- Aplicação do geossintético sobre a camada de fundo e fixação do mesmo nas placas de cofragem. Desta forma quando o solo de preenchimento era introduzido, o geossintético era ligeiramente esticado, conforme ilustrado na Figura 37;
- A camada reforçada possuía 30 cm de espessura, a introdução do solo para preenchimento do muro realizou-se em um processo separado por três fases. Para a construção de uma camada com cerca de 30 cm de espessura foram realizadas três camadas com 10 cm de espessura cada. Começou-se por despejar

o solo até que se obtinha uma altura de cerca de 12 cm antes da compactação, esta camada era nivelada e deu-se início as sequências de compactação. Foram realizadas 5 sequências por cada camada e no fim a espessura da camada compactada deveria medir cerca de 10 cm. O mesmo procedimento foi repetido para a segunda e terceira camadas, Figura 38;

- Soltou-se o geossintético que estava fixado nas placas de cofragem, o restante foi dobrado por cima da última camada compactada. Relativamente ao remate dos materiais nos cantos dos modelos, foi igualmente realizada a dobragem dos geossintéticos em ambas as faces: na face de montante o geossintético foi dobrado na direção da própria face, por sua vez, na face de jusante o geossintético foi dobrado na direção da lateral do muro. Na Figura 39 podem ser visualizadas as dobragens efetuadas;
- Por cima da camada reforçada foi ainda colocada uma cama de solo designada por recobrimento, sendo esta a zona onde nas estruturas reais irão circular as máquinas de movimentos de terras durante a construção dos muros e também os meios de transporte de sal. Visto que a água não atingiu esta cota, optou-se por realizar esta camada com cerca de 4 cm de espessura, com a função de manter o geossintético preso;
- Após a construção do muro foram retirados os elementos de cofragem. Por se ter simulado uma camada do topo, não foi aplicada nenhuma carga sobre o muro. São apresentados na Figura 39 alguns exemplos dos muros finalizados;
- A bombagem foi ligada na posição 3/4 fornecendo uma velocidade do escoamento igual aos valores previamente apresentados, exercendo sobre os modelos uma ação erosiva, Figura 40;
- A observação do avanço do processo erosivo foi de difícil visualização. Assim, para que fosse possível registar as constantes alterações sofridas pelo muro, optou-se por interromper o escoamento a cada 30 minutos, sendo realizado a cada paragem um registo fotográfico e descritivo das alterações encontradas. Após todo o registo ser efetuado o escoamento era reestabelecido;
- A ação erosiva exercida pelo escoamento fez com que a camada de fundação, que não estava protegida, fosse removida. O ensaio considerou-se terminado quando a erosão da camada de fundação fez com que o muro perdesse o equilíbrio, Figura 41;

- Após a conclusão do ensaio, o muro era removido e o solo que o constituía era espalhado no piso do laboratório para arejamento, visto encontrar-se com um teor em água bastante superior ao seu valor quando introduzido no canal. O canal era limpo e tudo era preparado para a realização do próximo ensaio.

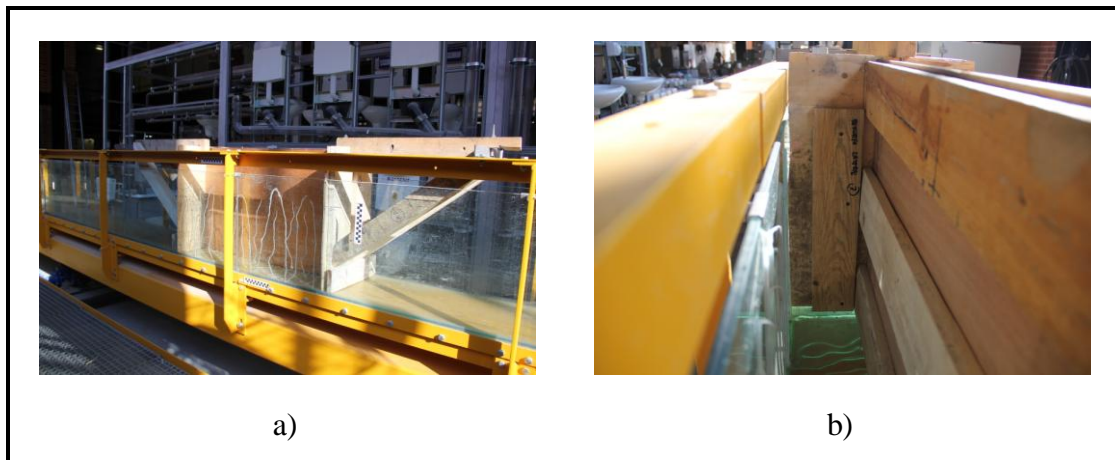


Figura 36. Elemento de cofragem para o ensaio de erosão lateral e frontal: a) Vista geral da estrutura; b) Pormenorização das condições de apoio.



Figura 37. Exemplificação da aplicação dos geossintéticos: a) Solução reforçada com geocompósito (GCR); b) Solução mista (GRR+GTX).



Figura 38. Fotografia do instante em que é concluída a terceira camada compactada.

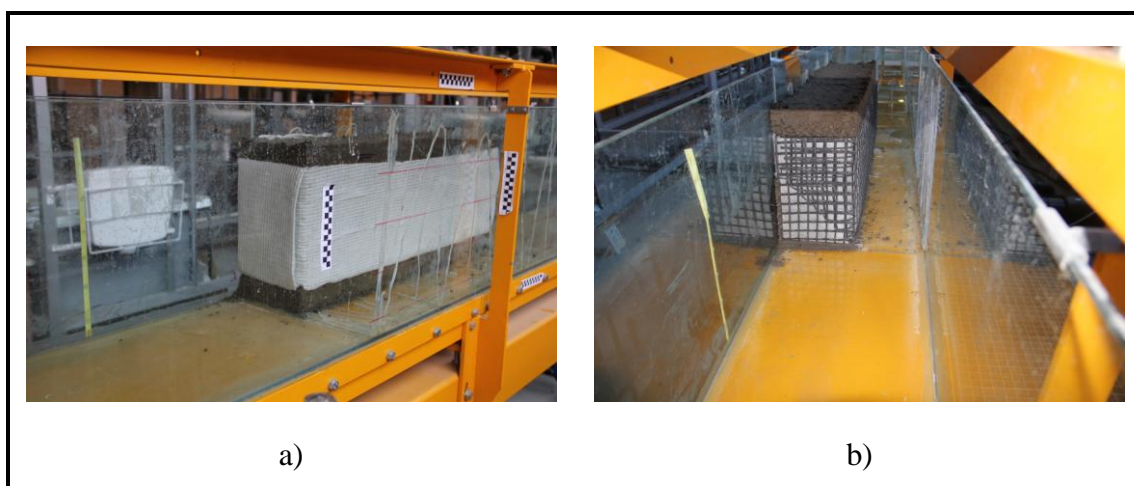


Figura 39. Modelos construídos para os ensaios de erosão lateral e frontal: a) Solução GCR; b) Solução GGR+GTX.



Figura 40. Erosão lateral e frontal: a) Exemplo de uma solução em GGR; b) Exemplo da construção realizada somente com solo.



Figura 41. Resultado obtido após conclusão do ensaio de erosão lateral e frontal, exemplo de um muro construído só em solo.

4.3.3.3. Observações efetuadas

No decorrer dos ensaios foram retirados apontamentos referentes às alterações observadas nos modelos e ao comportamento geral das soluções. Foi feito um registo fotográfico contínuo e realçados os principais fenómenos ocorridos. Para este tipo de ensaios as características condicionantes são relativas ao comportamento erosivo das diversas soluções. Assim sendo, estão seguidamente apresentadas de forma esquemática as principais observações efetuadas, separadas de acordo com o tipo de reforço utilizado.

Para os ensaios de erosão lateral e frontal foram utilizadas três soluções de reforço distintas, sendo cada uma delas composta por um ou mais geossintéticos diferentes. Além disso foi testada uma estrutura de referência, não reforçada. As principais observações registadas foram:

- Geocompósito (GCR): Desde o início do ensaio o maior desgaste foi observado na camada de fundação, à medida que a água incidia sobre o muro as partículas de solo constituintes da camada de fundação eram removidas e transportadas pelo escoamento. Com a erosão da fundação foi possível observar uma pequena deformação lateral sofrida pelo muro, inclinou-se na direção da zona erodida conforme é exemplificado na Figura 42.



Figura 42. Ensaio de erosão lateral e frontal - Deformação lateral resultante da erosão da camada de fundação.

No momento em que foi realizada a primeira paragem registou-se que a erosão sofrida pela fundação condicionou o equilíbrio externo do muro. A ação do escoamento fez com que a camada de fundação ao ser removida, formasse uma configuração curva, sendo a remoção de partículas mais intensa na face montante do modelo (de acordo com o sentido do escoamento), do que na face jusante. A Figura 43 ilustra a degradação sofrida pela camada de fundação no momento da primeira paragem e a parcela restante no final do ensaio.

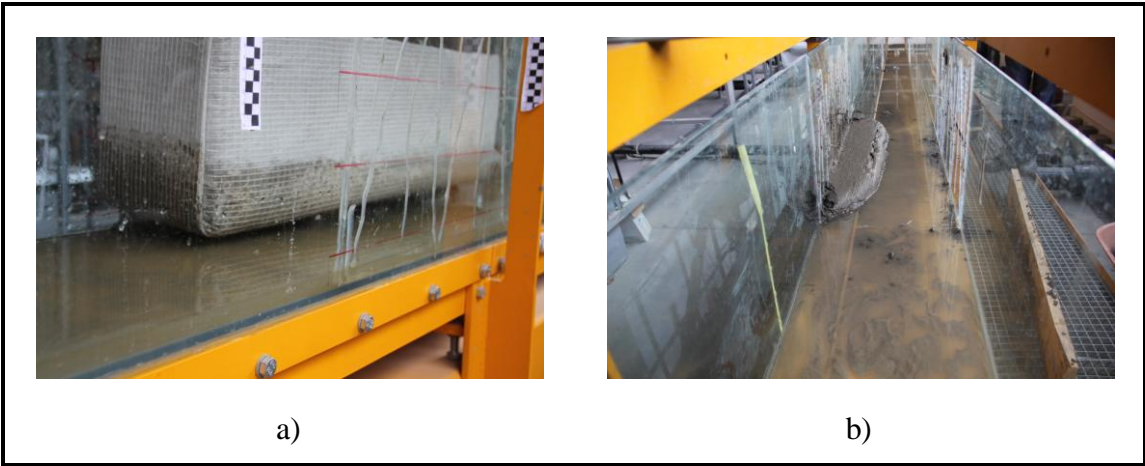


Figura 43. Ensaio de erosão lateral e frontal - Pormenorização da ação erosiva sofrida pela camada de fundação da solução GCR: a) Momentos antes de colapsar; b) Resultado final após colapso e remoção do muro.

Decorridos 45 minutos de ensaio a erosão sofrida pela fundação tornou o muro suficientemente instável para que se verificasse o seu derrube. Tendo ocorrido o colapso do muro na direção onde se iniciou o desgaste, até vir a colidir com o vidro lateral do canal hidráulico.

A representação gráfica e ilustrativa das observações efetuadas é esquematizada na Tabela 20.

Tabela 20. Ensaio de erosão lateral e frontal - Quadro resumo das observações efetuadas para a solução GCR.

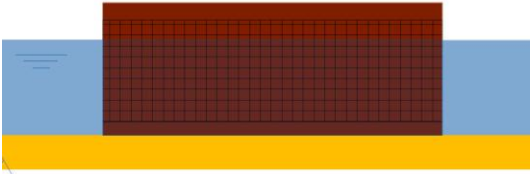
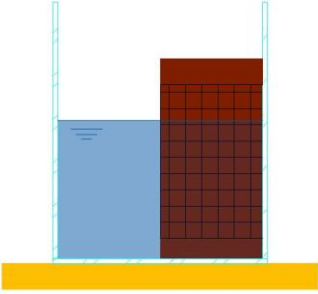

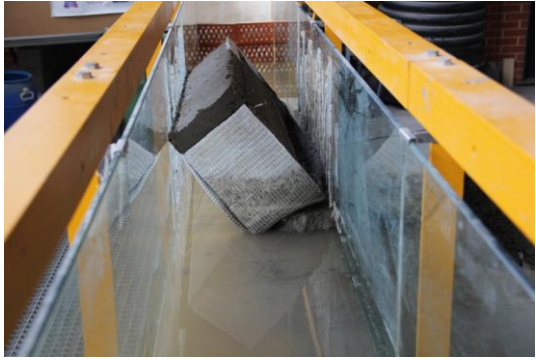
| Designação da solução | GCR |
|-----------------------------------|--|
| Representação esquemática lateral |  |
| Representação esquemática frontal |  |

Tabela 20. Ensaio de erosão lateral e frontal - Quadro resumo das observações efetuadas para a solução GCR, (continuação).

| | |
|--|---|
| Fotografia inicial do modelo |  |
| Fotografia final do modelo |  |
| Tempo de ensaio decorrido até ao derrube | 45min |

- Geogrelha (GGR): Para a realização desta solução a espessura da camada de fundação foi reduzida para cerca de 2 cm, com o objetivo de que esta camada não influenciasse diretamente os resultados obtidos. Assim, uma camada de espessura inferior, garantia igualmente o contato pretendido entre o geossintético e o solo, sem pôr em causa tão diretamente o equilíbrio externo do muro. Imediatamente após o início do ensaio o desgaste sofrido pelo muro revelou-se bastante intenso, o solo de preenchimento da camada reforçada passava por entre as aberturas da geogrelha e com isso a geometria do muro era alterada rapidamente. O canto inferior montante do muro foi a zona que sofreu o maior desgaste inicial, havendo uma grande remoção de partículas nesta zona. Com cerca de 18 minutos de ensaio a zona erodida já se estendia até metade da largura do muro (cerca de 50 cm), por volta de 25 minutos após o início do ensaio esta extensão já havia atingido 90 cm, sendo mais intensa a montante.

No instante em que foi realizada a primeira paragem (após 30 min), foi possível observar que existia desgaste do muro até ao nível da altura da água e que este desgaste já havia removido cerca de metade do comprimento do muro (20 cm), o nível de desgaste aquando da primeira paragem pode ser observado na Figura 44.



Figura 44. Ensaio de erosão lateral e frontal - Exemplificação do desgaste sofrido pela solução GGR no momento da primeira paragem do escoamento: a) Imagem do modelo; b) Pormenorização da erosão intensa na face frontal.

Decorridos 45 minutos de ensaio a ação erosiva tornou o muro instável e verificou-se o colapso. Tendo ocorrido o derrube do muro na direção onde se iniciou o desgaste, até este vir a colidir com o vidro lateral do canal hidráulico

A representação gráfica e ilustrativa das observações efetuadas é esquematizada na Tabela 21.

Tabela 21. Ensaio de erosão lateral e frontal - Quadro resumo das observações efetuadas para a solução GGR.

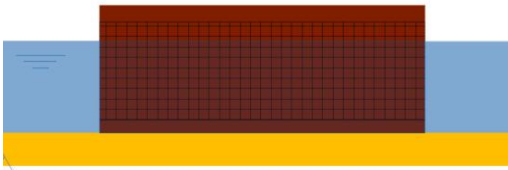
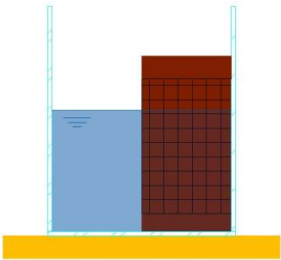


| Designação da solução | GGR |
|-----------------------------------|--|
| Representação esquemática lateral |  |
| Representação esquemática frontal |  |

Tabela 21. Ensaio de erosão lateral e frontal - Quadro resumo das observações efetuadas para a solução GGR, (continuação).

| | |
|--|---|
| Fotografia inicial do modelo |  |
| Fotografia final do modelo |  |
| Tempo de ensaio decorrido até ao derrube | 45min |

- Solução mista (GGR+GTX): No seguimento da alteração realizada para a solução GGR, a camada de fundação neste ensaio também foi construída com espessura reduzida contendo cerca de 2 cm. À medida que a água incidia sobre o muro, as partículas de solo constituintes da camada de fundação eram removidas e transportadas pelo escoamento. No entanto, conforme foi observado aquando da primeira paragem do escoamento, este fenómeno não condicionou o equilíbrio do modelo tão rapidamente como os anteriores. O desgaste sofrido pela fundação encontra-se ilustrado na Figura 45 tendo sido registado na primeira paragem. É possível concluir que a estabilidade do muro não é tão condicionada por esta, apesar de existir igualmente erosão da camada de fundação.



Figura 45. Ensaio de erosão lateral e frontal - Desgaste existente na fundação, exemplificação da camada com espessura reduzida.

No instante em que foi efetuada a segunda paragem foi possível registar que, com a erosão sofrida pela camada de fundação, existiu um assentamento do muro, havendo contato entre o geossintético e o vidro na base do canal nos locais onde a fundação foi removida.



Passadas 2:45 horas do início do ensaio o muro perdeu parte do apoio na base e inclinou-se, porém sem que se tenha verificado o derrubamento do mesmo. Neste instante procedeu-se à interrupção do escoamento dando o ensaio como finalizado. No momento em que a bomba foi desligada e o nível da água começou a baixar, o muro veio a colapsar.

A representação gráfica e ilustrativa das observações efetuadas é esquematizada na Tabela 22.

Tabela 22. Ensaio de erosão lateral e frontal - Quadro resumo das observações efetuadas para a solução GGR+GTX.

| Designação da solução | GGR+GTX |
|-----------------------------------|---------|
| Representação esquemática lateral | |
| Representação esquemática frontal | |

Tabela 22. Ensaio de erosão lateral e frontal - Quadro resumo das observações efetuadas para a solução GGR+GTX, (continuação).

| | |
|--|---|
| Fotografia inicial do modelo |  |
| Fotografia final do modelo |  |
| Tempo de ensaio decorrido até ao derrube | 2h 45min |

Solução não reforçada (SOLO): Desde o início do ensaio foi possível observar que existia uma erosão localizada muito intensa na parte inferior da face montante do modelo, Figura 46. Com a erosão ocorrida até a altura correspondente ao nível da água, o material que se encontrava por cima deste limite e que não sofreu erosão direta por ação do escoamento, começou a colapsar por ação da força da gravidade.

A falta de proteção contra os agentes erosivos causou o colapso do muro 17 minutos após o início do ensaio.

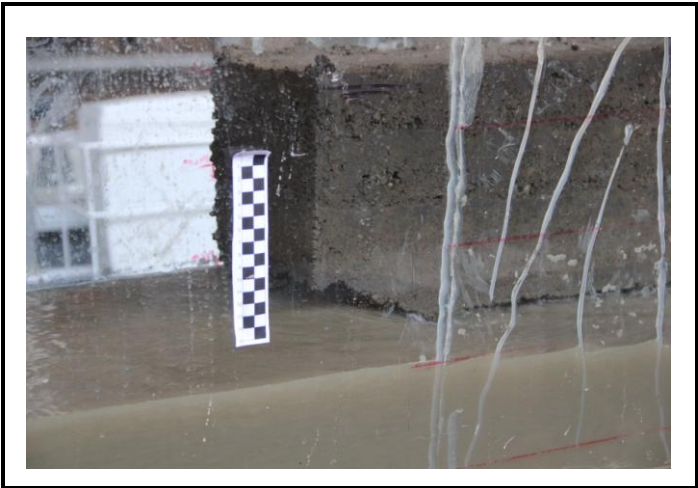



Figura 46. Ensaio de erosão lateral e frontal - Pormenorização da erosão localizada junto a esquina da face frontal.

A representação gráfica e ilustrativa das observações efetuadas é esquematizada na Tabela 23.

Tabela 23. Ensaio de erosão lateral e frontal - Quadro resumo das observações efetuadas para a estrutura construída somente com solo.

| Designação da solução | SOLO |
|-----------------------------------|------|
| Representação esquemática lateral | |
| Representação esquemática frontal | |
| Fotografia inicial do modelo | |

Tabela 23. Ensaio de erosão lateral e frontal - Quadro resumo das observações efetuadas para a estrutura construída somente com solo, (continuação).

| | |
|--|--|
| Fotografia final do modelo |  |
| Tempo de ensaio decorrido até ao derrube | 17 min |

4.3.3.4. Resultados obtidos

Em todas as soluções ensaiadas a camada de fundação teve influência direta na definição dos limites do ensaio. Isto deveu-se ao facto de que quando esta camada sofreu desgaste, os modelos construídos tendiam a perder o equilíbrio externo tendo sido verificado o derrubamento em todos os ensaios. Nas estruturas reais idealizadas, os muros serão construídos com base à cota do leito dos canais adjacentes da Ria de Aveiro (ou ligeiramente inferior), sendo bastante minimizada a erosão que incide por baixo dos geossintéticos utilizados como reforço. Estas condições não foram possíveis de se criar a pequena escala no canal hidráulico. A camada de fundação foi obrigatoriamente construída para que os geossintéticos não assentassem sobre o vidro do canal hidráulico e não se verificasse a passagem de água através dessa superfície.

A solução constituída por geogrelha (GGR) e a estrutura construída só em solo (SOLO) revelaram baixa resistência a erosão, este resultado era esperado visto que em ambas as soluções a água entrava em contato direto com o solo, promovendo a remoção e transporte das suas partículas constituintes. O facto de se ter reduzido a espessura da camada de fundação não revelou grandes alterações nos resultados para estas soluções, a falta de proteção contra os fenómenos erosivos proporcionou uma remoção acentuada de material tanto da fundação, como do solo constituinte do muro em si. No entanto, no caso da solução mista a redução da espessura da camada de fundação resultou em um aumento considerável (870 %) do tempo de ensaio até que se verificasse o derrubamento do modelo comparativamente com a solução não reforçada.

As soluções em que foram utilizados geossintéticos com função de contenção e controlo da erosão, isto é, os modelos que contemplavam a utilização do geocompósito (GCR) e da solução mista (GGR+GTX), forneceram resultados positivos. O solo que era removido pela ação da água mantinha-se retido dentro da camada reforçada não tendo sido observada qualquer deformação da camada reforçada.

Por fim importa referir a possibilidade de a interrupção periódica do escoamento ter agravado as condições de ensaio, dado que o início do escoamento pode ser bastante agressivo para os modelos. Tanto pelo embate exercido pela água nos modelos quanto pela erosão momentaneamente diferencial, sendo erodida a somente zona inferior dos modelos até que a água atinja o nível máximo.

5. DISPOSIÇÕES FINAIS

5.1. Conclusões

No contexto teórico a solução estrutural para a reabilitação dos muros das marinhas da Ria de Aveiro composta pelo reforço de muros em solo utilizando geossintéticos é uma alternativa interessante, que poderá propiciar estabilidade estrutural e um funcionamento adequado aliados a um menor custo.

Passando da teoria à prática as soluções idealizadas devem ser submetidas a testes e ensaios de modo a que seja garantido o cumprimento de todas as funcionalidades para que a estrutura foi projetada. Assim, neste trabalho foram realizados uma série de ensaios laboratoriais para contribuir para a avaliação da viabilidade das soluções anteriormente idealizadas.

Este tipo de estudo ofereceria melhores resultados se na realização dos ensaios fossem construídas estruturas com dimensões reais e submetidas ao mesmo tipo de solicitação. No caso em estudo, devido a impossibilidade de construir e ensaiar uma estrutura à escala real, foram construídos em laboratório modelos de muros (englobando um solo fino local e reforços com geossintéticos) no canal de hidráulica do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, existindo assim uma limitação quanto à geometria que pôde ser adotada. Definiu-se que a escala vertical seria mantida, ou seja, as camadas reforçadas teriam espessura igual à real sempre que possível. Quanto as restantes dimensões foi definido o valor de 1 m para a largura do muro e 0,40 m para o seu desenvolvimento (limitado pela largura do canal).

Os ensaios contemplaram a análise de três soluções distintas de reforço utilizando diferentes geossintéticos, juntamente com um ensaio a uma estrutura não reforçada com o objetivo de quantificar a influência dos reforços.

Foram realizados três tipos diferentes de ensaios: ensaios de permeabilidade, ensaios de galgamento e ensaios de erosão lateral e frontal. Para cada um destes ensaios foram analisadas as três soluções de reforço previamente descritas bem como a solução não reforçada.

Os ensaios de permeabilidade tinham como objetivo verificar o comportamento das diferentes soluções face à infiltração da água. Nestes avaliou-se o tempo necessário para que a água atravessasse a estrutura modelo e também a distribuição geométrica assumida pela água enquanto se infiltrava no muro.

Tendo em conta as observações efetuadas e os resultados obtidos pode-se concluir que a forma como é realizada a compactação do solo tem influência direta nos resultados que foram obtidos. A compactação por impacto faz com que para uma dada camada com uma dada espessura associada, a parte de cima desta camada possua um grau de compactação superior comparativamente com a parte de baixo desta mesma camada. Isto acontece pois a força de impacto é dissipada pelo solo ao longo da sua profundidade.

De fato os geossintéticos utilizados como reforço eram colocados justamente entre camadas compactadas separadamente. Assim, o solo situado por baixo do reforço possuía um valor do grau de compactação superior ao do solo que se encontrava localizado por cima do reforço. Resulta deste fato a existência de vazios e zonas de descontinuidade na fronteira entre camadas e nas zonas onde é aplicado o reforço, estes vazios facilitam a passagem da água tendo assim influência direta nas análises que foram efetuadas.

Sendo esta condicionante igual para todas as soluções, pode-se concluir que a solução que apresentou um melhor comportamento quanto a permeabilidade foi a solução GGR+GTX, pois possuía um menor coeficiente de permeabilidade (k), resultando em uma solução menos permeável, característica muito importante para os muros das marinhas.

Relembra-se que esta solução mobiliza duas permeabilidades diferentes do material de reforço: perpendicular ao plano nas faces da estrutura) e no plano (ao longo da zona horizontal do reforço).

No que diz respeito à configuração assumida pela água durante a infiltração nos modelos, pode-se concluir que os geossintéticos constituem um caminho preferencial para a passagem de água através do muro. Este fenómeno é mais relevante nas soluções GCR e GGR+GTX porém, mesmo havendo esta facilidade, estas soluções foram as que apresentaram os menores valores de coeficiente de permeabilidade (k), sendo assim as duas soluções menos permeáveis de forma geral.

Os ensaios de galgamento tinham como objetivo perceber a resposta das estruturas construídas com as diferentes soluções estudadas, face as situações esporádicas de temporais e cheias extremas, que poderiam causar o transporte de massa de água sobre o coroamento da estrutura.

Nos ensaios realizados a maior condicionante encontrada foi o desgaste acelerado da camada de solo que faz o recobrimento superior do muro. De facto, ao haver galgamento das estruturas, a ação erosiva exercida pela água atuou nesta camada, designada por capelo de lama na solução tradicional. Por este motivo, nas estruturas reais esta camada deve possuir uma espessura suficiente para que o solo não seja facilmente transportado pelo escoamento.

Promover o crescimento de vegetação é uma outra maneira de tornar o capelo mais resistente, pois esta lançará raízes ao solo, resultando em um conjunto mais resistente à erosão.

Relativamente ao comportamento global das estruturas as soluções que forneceram os melhores resultados foram os modelos que contemplavam a utilização do geocompósito (GCR) e da solução mista (GGR+GTX), pois ambas ofereciam uma barreira física à passagem do solo. Assim, o solo que era afetado pela ação da água mantinha-se retido dentro da camada reforçada.

O objetivo dos ensaios de erosão lateral e frontal era avaliar o grau de erosão dos muros das marinhas quando sujeitos à ação de um escoamento. A principal conclusão obtida nestes ensaios foi a fragilização que a camada simuladora da fundação impôs a estrutura.

A necessidade da realização desta camada nos ensaios adveio da necessidade de evitar a criação de uma fronteira de contato entre os geossintéticos utilizados no reforço e o vidro existente no canal hidráulico.

Com a remoção do solo constituinte da fundação todos os modelos sofreram perda de equilíbrio na base e acabaram por sofrer rotura externa por derrubamento. Relativamente ao comportamento global da estrutura foi possível concluir que as soluções em que foram utilizados geossintéticos com função de contenção e controlo de erosão, isto é, os modelos que contemplavam a utilização das soluções GCR e GGR+GTX, revelaram-se um sucesso. Em termos internos a estrutura obteve o comportamento desejado, mantendo as suas características geométricas e retendo os materiais que sofriam erosão dentro da camada reforçada.

Da análise global de todos os ensaios realizados conclui-se que à escala reduzida, existiram diversos fatores que condicionaram os ensaios:

Inicialmente a questão da forma como foi realizada a compactação, tratou-se de uma adaptação às condições existentes no laboratório, no entanto, revelou-se determinante na obtenção dos resultados.

As limitações quanto a dimensão dos modelos, nomeadamente nos ensaios de galgamento, também revelaram influência nos resultados. Com o desprendimento dos geossintéticos devido a erosão do capelo de lama, o ensaio era dado como finalizado, pois as condições exigidas para a constituição estrutural dos muros já não eram satisfeitas. Casos os ensaios tivessem uma duração superior, poderia se ter observado melhor e por mais tempo as alterações a nível interno das estruturas, bem como das camadas reforçadas.

Por último as imposições construtivas efetuadas para garantir que os modelos eram o mais próximo possível das estruturas reais, foram também uma condicionante ao tempo útil

de ensaio. Os ensaios de erosão lateral e frontal exemplificam este fato, caso o muro não tivesse perdido o equilíbrio externo, poderia se ter observado melhor as possíveis variações ocorridas a nível interno.

Apesar das condicionantes que foram referidas, é possível realizar uma análise qualitativa quanto às diversas soluções estudadas.

O ambiente agressivo existente na Ria de Aveiro impõe a necessidade da implementação de soluções para as estruturas a serem construídas, com capacidade de resistir às ações erosivas associadas. No estudo realizado mediante os três tipos de ensaios realizados as soluções que obtiveram o melhor comportamento global foram as soluções GCR e GGR+GTX, já que em ambos os casos o reforço criou uma barreira física que impossibilitava que o solo pudesse ser removido do interior do muro, além de impedir que a água pudesse incidir diretamente sobre o solo.

Dentre estas duas soluções que mais se destacaram em termos erosivos, a solução que oferece os melhores resultados relativamente à permeabilidade é a solução GGR+GTX, sendo então considerada como a solução de reforço ideal obtida neste estudo.

5.2.Desenvolvimentos futuros

No seguimento do trabalho desenvolvido foi revelada a necessidade da realização de alguns desenvolvimentos complementares a serem realizados futuramente.

Um dos desenvolvimentos que merece destaque é a realização de uma estrutura construída à escala real, desta forma não existe uma extrapolação ou transposição de resultados vindo de modelos, todos os fenómenos observados são reais. A realização destes ensaios implica um investimento financeiro superior, por este motivo ao chegar a este ponto, a solução de reforço a ser implementada deve ser adequadamente definida e dimensionada.

Os ensaios realizados em laboratório são importantes para a definição da melhor solução à adotar. Assim, como possíveis estudos futuros, propõem-se a realização de modelos semelhantes aos realizados em que fossem melhoradas as condicionantes encontradas neste estudo. Uma alternativa relativamente à construção dos modelos é a substituição do método de compactação por impacto utilizada, para uma estrutura em que o solo fosse depositado no interior do muro e fosse promovido o seu assentamento.

Nos ensaios erosivos propõe-se a construção de uma camada de base com a mesma altura da camada simuladora da fundação, por toda a extensão do canal. Assim, seria menos condicionado o equilíbrio externo dos modelos, maximizando consequentemente o tempo de

duração dos ensaios e com isso, a observação do comportamento das camadas reforçadas poderia ser adequadamente realizada.

Por fim, a realização de uma análise comparativa a nível de custos, da solução reforçada com geossintéticos relativamente às soluções tradicionais pode ser importante, para que se possa quantificar com exatidão as vantagens das soluções reforçadas e com isso possivelmente impulsionar o investimento financeiro no desenvolvimento contínuo de novas soluções.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida, Marques, e Lima. (2010). *Overview of brazilian construction practice over soft soils*. Paper apresentado na New techniques for design and construction in soft clays, Brasil.
- Alonso. (2005). *Condutividade hidráulica de solos compactados em ensaios com permeâmetro de parede flexível*. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.
- Carlos. (2009). *Reforço com geossintéticos de muros das marinhas da Ria de Aveiro*. Aveiro.
- Carlos (2011a). [Avaliação do comportamento hidráulico de camadas de solo reforçadas com geossintéticos.].
- Carlos. (2011b). Dimensionamento de um muro em solo fino reforçado com geossintéticos - marinhas de sal da Ria de Aveiro. Excerto do relatório de trabalho de investigação realizado no âmbito do projecto de investigação ValorSoil – Utilização de solos “pobres” na execução de estruturas reforçadas com geossintéticos. Estudo experimental de comportamento.
- Carlos, e Pinho-Lopes. (2011a). Reinforcement with geosynthetics of walls of the saltpans of the Aveiro lagoon. *Geotechnical and Geological Engineering*, 29.
- Carlos, e Pinho-Lopes. (2011b). Reinforcement of non traditional soil with geosynthetics – application to the walls of the saltpans of the Aveiro lagoon. *Proceedings of the 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*.
- Carlos, Pinho-Lopes, e Lopes. (2012). Análise numérica de muros constituídos por solos finos reforçados com geossintéticos.
- Chen, Hung, Chen, e Lee. (2007). Improvement of the stability of a vertical geotextile reinforced earth wall backfilled with low strength clayey soil. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics* 2.
- Clancy, e Naughton. (2008). *Design of steep slopes using fine grained fills and novel multifunctional geocomposites*. Paper apresentado na Euro Geo 4, Edinburgh.
- Coelho. (2010). *Sebenta de Hidráulica Geral I*. Universidade de Aveiro.
- Coelho, Cardoso, e Dias. (2008). Os muros das marinhas de sal de Aveiro - INTERREG IIIB - Projecto SAL – Sal do Atlântico. Acção 6b – Protótipo de recuperação dos muros das marinhas Universidade de Aveiro.
- Comatix. (2012). Comatix equipamentos de compactação, 2012, de http://www.comatix.com.br/site/produtos_individual.asp?codigo_produto=23

- Coutinho, e Bello. (2010). *Analysis and control of the stability of embankments on soft soil: Jaturnaíba and other experiences in Brazil*. Paper apresentado na New Techniques for Design and Construction in Soft Clays, Brasil.
- Escobar. (2010). “Green” reinforced soil walls using geosynthetics: an alternative for ecological and environmental projects. Paper apresentado na 9th International Conference on Geosynthetics, Brasil.
- Estradas de Portugal. (2009). *Caderno de encargos Tipo Obra - Cap. 14 Controlo de qualidade*.
- Garnier, Gaudin, Springman, Culligan, Goodings, König, . . . Thorel. (2007). Catalogue of scaling laws and similitude questions in geotechnical centrifuge modelling. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics* 3.
- IGS-Portugal. (2009). Funções dos geossintéticos. Retirado de http://www.spgeotecnia.pt/upload/docs/Documentos%20IGS/Terminologia_Fun%C3%A7%C3%B5es_5Maio09.pdf 15 Dezembro de 2011
- IGS-Portugal. (2011). Terminologia dos geossintéticos. Retirado de http://www.spgeotecnia.pt/upload/docs/Documentos%20IGS/Terminologia_Geossinteticos.pdf 12 Outubro 2012
- Jewell. (1996). Soil reinforcement with geotextiles. *Special Publication 123 CIRIA*, p332.
- Jones, e Taylor. (2000). *Innovative use of geosynthetics in landfill construction at Sutton Wick, Oxfordshire*. Paper apresentado na Eurogeo 2, Bologna.
- Ladeira. (1995). *Estudo dos fenómenos da interacção solo-geossintético através de ensaios de arranque*. FEUP.
- Magnani, Almeida, e Ehrlich. (2010). *Reinforced test embankments on Florianópolis very soft clay*. Paper apresentado na New Techniques for Design and Construction in Soft Clays, Brasil.
- Matos Fernandes. (2006). *Mecânica dos solos. Conceitos e princípios fundamentais* (Vol. 1).
- Neves. (2011). *Experimental stability analysis of geotextile encapsulated-sand systems under wave-loading*. Tese de Doutoramento, FEUP.
- Pereira. (2007). *Muros das marinhas do salgado de Aveiro*. Aveiro.
- Pereira. (2010). *Muros da Ria de Aveiro - Novas tecnologias versus solução tradicional*. Aveiro.
- Pereira, e Coelho. (2010). Muros das marinhas do salgado de Aveiro, Tema 3: Técnicas e construção.

- Pinho-Lopes. (2004). *Estudo de coeficientes de segurança a aplicar a estruturas de controlo de erosão e de estabilização de maciços com geossintéticos*. FEUP.
- Pinho-Lopes. (2011). *Apontamentos da disciplina: Introdução aos geossintéticos em engenharia civil - Capítulo 1*. Universidade de Aveiro.
- Pinho-Lopes, e Lopes. (2010). *A Durabilidade dos geossintéticos*: FEUP.
- Ribeiro. (2009). *Efeito das barragens no transporte sedimentar fluvial*. Mestrado, Universidade de Aveiro.
- Rogbeck, Alén, Franzén, Kjeld, Odén, Rathmayer, . . . Oiseth. (2003). *Nordic guidelines for reinforced soils and fills*. [Revision A – February 2004]. Nordic Geosynthetic Group.
- Rowe, e Taechakumthorn. (2010). *The interaction between reinforcement and drains and their effect on the performance of embankments on soft ground*. Paper apresentado na New Techniques for Design and Construction in Soft Clays, Brasil.
- Santos. (2008). *Obras geotécnicas - Compactação elementos teóricos*. Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico.
- Sawicki. (1998). *Theoretical analysis of centrifugal model tests on reinforced earth structures*.
- Spadini, Piazza, e Fantini. (2010). *Reinforced very steep wall 23 meters high built on a river bank in an industrial settlement in Lumezzane (Italy)* Paper apresentado na 9th International Conference on Geosynthetics, Brasil.

ANEXO A: ENSAIOS LABORATORIAIS

A.1. Ficha do ensaio Proctor

| | |
|------------------------------|------------------------|
| Data de realização do ensaio | 05-03-2012 |
| Tipo de Compactação | Pesada |
| Peso de Pilão | 4,54 kg |
| Altura de Queda | 457 mm |
| Número de camadas | 5 |
| Número de pancadas / camada | 25 |
| P_m Peso do Molde + base | 3360 g |
| Diâmetro do Molde | 10,2 cm |
| Altura do Molde | 11,7 cm |
| Volume do Molde | 956,04 cm ³ |

Tabela A.1. Ensaio Proctor.

| Teor em água (%) | 4 | 6 | 8 | 10 | 12 |
|---|---------|---------|---------|---------|---------|
| Teor em água (ml) | 80 | 120 | 160 | 200 | 240 |
| P_t Peso Molde + base + Solo húmido (g) | 5200 | 5260 | 5360 | 5380 | 5260 |
| $P = P_t - P_m$ Peso do Solo húmido (g) | 1840,00 | 1900,00 | 2000,00 | 2020,00 | 1900,00 |
| $\gamma_w = P/\text{Volume}$ Baridade húmida (g/cm ³) | 1,92 | 1,99 | 2,09 | 2,11 | 1,99 |
| Número da Cápsula | 4% | 6% | 8% | 10% | 12% |
| Massa da Cápsula (g) | 106,8 | 101 | 109,4 | 98,4 | 106,9 |
| Massa da Cápsula + Solo húmido (g) | 313,8 | 289 | 298,5 | 360,3 | 444,8 |
| Massa da Cápsula + Solo Seco (g) | 299 | 271 | 276,3 | 327 | 393,3 |
| W_s Peso do Solo Seco (g) | 192,2 | 170 | 166,9 | 228,6 | 286,4 |
| W_w Peso da Água (g) | 14,8 | 18 | 22,2 | 33,3 | 51,5 |
| W Teor em água (%) | 7,70 | 10,59 | 13,30 | 14,57 | 17,98 |

A.2. Controle do teor em água do solo antes de cada ensaio

Para cada volume de solo necessário para a construção de um modelo, foram retiradas cerca de três amostras o mais homogêneas possível, para garantir que o teor de humidade não se afastava muito do valor ótimo. Na tabela A.2 encontram-se os resultados obtidos: w , teor em água existente no solo; W_w , peso da água e W_s , peso do solo seco.

Relativamente à designação dos ensaios entende-se por GCR, GGR, GGR+GTX e SOLO às soluções de reforço consoante o tipo de geossintético utilizado sendo: geocompósito, geogrelha, solução mista e solução não reforçada respetivamente.

Quanto às designações P, G e LF referem-se ao tipo de ensaio efetuado, sendo: permeabilidade, galgamento e erosão lateral e frontal respetivamente.

Tabela A.2. Controlo da humidade.

| Designação do ensaio | Designação da amostra | W _w (Kg) | W _s (Kg) | w (%) |
|----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|-------|
| GCR-P | Amostra A | 0,067 | 0,439 | 15,26 |
| | Amostra B | 0,079 | 0,521 | 15,16 |
| | Amostra C | 0,070 | 0,482 | 14,52 |
| GGR-P | Amostra A | 0,229 | 1,535 | 14,92 |
| | Amostra B | 0,236 | 1,456 | 16,21 |
| | Amostra A | 0,137 | 0,880 | 15,57 |
| SOLO-P | Amostra B | 0,144 | 0,917 | 15,70 |
| | Amostra C | 0,149 | 1,018 | 14,64 |
| | Amostra A | 0,147 | 0,939 | 15,65 |
| SOLO-G | Amostra B | 0,139 | 0,932 | 14,91 |
| | Amostra C | 0,160 | 1,025 | 15,61 |
| | Amostra A | 0,144 | 0,938 | 15,35 |
| GCR-G | Amostra B | 0,140 | 0,999 | 14,01 |
| | Amostra C | 0,151 | 1,030 | 14,56 |
| | Amostra A | 0,142 | 0,957 | 14,63 |
| GGR-G | Amostra B | 0,177 | 1,083 | 16,34 |
| | Amostra C | 0,145 | 1,035 | 14,01 |
| | Amostra A | 0,154 | 1,104 | 13,95 |
| GGR+GTX-G | Amostra B | 0,149 | 1,111 | 13,41 |
| | Amostra C | 0,140 | 1,115 | 12,56 |
| | Amostra A | 0,150 | 1,098 | 13,66 |
| GGR+GTX-P | Amostra B | 0,140 | 1,059 | 13,22 |
| | Amostra C | 0,128 | 0,956 | 13,39 |

Tabela A.2. Controlo da humidade, (continuação).

| | | | | |
|------------|-----------|-------|-------|-------|
| GCR-LF | Amostra A | 0,168 | 1,189 | 14,13 |
| | Amostra B | 0,131 | 1,006 | 13,02 |
| GGR+GTX-LF | Amostra A | 0,166 | 1,066 | 15,57 |
| | Amostra B | 0,154 | 0,999 | 15,42 |
| GGR-LF | Amostra A | 0,147 | 1,044 | 14,08 |
| | Amostra B | 0,142 | 1,049 | 13,54 |
| SOLO-LF | Amostra A | 0,155 | 1,085 | 14,29 |
| | Amostra B | 0,158 | 1,075 | 14,70 |

A.3. Realização da camada de compactação experimental e determinação do grau de compactação

Os resultados obtidos no ensaio preparatório da camada de compactação experimental, encontram-se apresentados na Tabela A.3. Os diversos parâmetros designam-se por: N, número de sequências de pancadas aplicadas; h_0 , altura de solo inicial; h' , altura de solo após a compactação; W_s , peso do solo seco; V, Volume da carote extraída; γ_d , peso volúmico seco real; $\gamma_d^{máx}$, peso volúmico seco máxima retirado da curva de compactação e GC, grau de compactação.

Tabela A.3. Cálculo do grau de compactação da camada de compactação experimental.

| N | h_0 (cm) | h' (cm) | W_s (Kg) | V (cm ³) | γ_d (g/cm ³) | $\gamma_d^{máx}$ (g/cm ³) | GC (%) |
|----|------------|-----------|------------|----------------------|---------------------------------|---------------------------------------|--------|
| 5 | 10 | 7,4 | 1,206 | 740 | 1,63 | 1,85 | 88,1 |
| 10 | | 7,0 | 1,157 | 700 | 1,65 | | 89,3 |
| 15 | | 6,3 | 0,973 | 630 | 1,54 | | 83,5 |
| 20 | | 6,0 | 1,089 | 600 | 1,82 | | 98,1 |

Existe uma discrepância no valor correspondente às 15 sequências de pancadas. O valor da massa do solo é inferior comparativamente com o resultado das 20 sequências, mesmo possuindo um volume superior. Durante a extração das carotes, algum material pode se ter perdido, ou o corte da carote pode não ter sido feito corretamente. Refira-se ainda a possibilidade de o solo não ter sido homogeneamente distribuído quando foi espalhado, contendo uma menor quantidade de material sólido na zona onde a carote foi extraída.

A.4. Determinação da velocidade de escoamento para o ensaio de erosão lateral e frontal

Os ensaios de erosão lateral e frontal exigem que ocorra passagem do escoamento pela lateral do modelo construído. O modelo impõe uma redução da seção do escoamento de 40 cm de largura existentes no canal para o valor de 20 cm, neste sentido, foram mensuradas diferentes alturas da lâmina da água na zona lateral do muro, para os diferentes reforços utilizados. Os valores retirados e o cálculo da velocidade do escoamento são apresentados na Tabela A.4. Estes valores referem-se a posição de bombagem 3/4 que possui um caudal associado igual a $0,017 \text{ m}^3/\text{s}$, conforme foi referido na Tabela 10.

Refira-se que a medição das alturas da lâmina de água apresentada representa um valor médio, tal deve-se ao seguinte facto: com a rugosidade oferecida pelo muro existe uma perda de carga associada, a altura do nível da água não é sempre a mesma enquanto percorre a lateral do muro, o valor medido vai decrescendo consoante o avanço da água. Para a apresentação de um valor de velocidade do escoamento utilizado nos ensaios, optou-se por considerar um valor médio para cada uma das soluções de reforço.

Tabela A.4. Determinação da velocidade do escoamento para o ensaio de erosão lateral e frontal.

| Designação da Solução | Caudal (m^3/s) | Altura da Lâmina da água (m) | Largura do canal (m) | Área da Secção (m^2) | Velocidade (m/s) |
|-----------------------|----------------------------------|------------------------------|----------------------|---------------------------------|------------------|
| GCR | 0,017 | 0,120 | 0,200 | 0,024 | 0,721 |
| GGR | | 0,115 | | 0,023 | 0,753 |
| GGR+GTX | | 0,100 | | 0,020 | 0,866 |
| SOLO | | 0,130 | | 0,026 | 0,666 |